

MODELO PARA MONITOREAR EL ASENTAMIENTO DIFERENCIAL DE FUNDACIONES

DAVID ALFREDO OCHOA LOTERO

Trabajo de grado para optar al título de Ingeniero Civil

Jorge Eduardo Aristizabal Gil

Ingeniero Civil



**ESCUELA DE INGENIERÍA DE ANTIOQUIA
INGENIERÍA CIVIL
ENVIGADO
2016**

AGRADECIMIENTOS

Agradezco a Jorge Aristizabal por estar pendiente del proyecto y ser una constante ayuda en el desarrollo del mismo. A Jose Fernando Rave, por sus excelentes aportes al proyecto y su gran vocación para ayudar y dar lo mejor de sí, una excelente persona y profesional.

A Juan David Ochoa, Felipe Ochoa, Ana María Lotero y Andrea Sosa por su comprensión y apoyo en este arduo recorrido.

CONTENIDO

	pág.
INTRODUCCIÓN.....	11
1. PRELIMINARES.....	12
1.1 Planteamiento del problema	12
1.2 Objetivos del proyecto	13
1.2.1 Objetivo General.....	13
1.2.2 Objetivos Específicos	13
1.3 Marco de referencia.....	14
1.3.1 Antecedentes	14
1.3.2 Marco teórico.....	17
2. METODOLOGÍA.....	25
2.1 Vigas de amarre	25
2.1.1 Diseño de una viga de fundación.....	25
2.2 Modelación teórica	27
2.2.1 Materiales.....	27
2.2.2 Sección	29
3. DESARROLLO DEL PROYECTO	31
3.1 Estado de cargas.....	31
3.1.1 Predimensionamiento.....	33
3.1.2 Cargas.....	36
3.1.3 Diseño elementos del modelo.....	37
3.2 Modelación en SeismoStruct	39

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

3.2.1	Materiales.....	39
3.2.2	Secciones.....	40
3.2.3	Clases de elementos	40
3.2.4	Cargas.....	41
3.2.5	Modelo 3D	42
3.3	Refinamiento del modelo	43
3.3.1	Análisis de sensibilidad.....	43
3.3.2	Análisis conexiones de elementos.....	44
3.4	Ejecución del modelo.....	47
4.	DISCUSIÓN DE RESULTADOS.....	52
4.1	Mapa de deformaciones	53
4.2	Relación asentamientos - deformaciones	65
4.3	Propuesta de instrumentación	67
5.	CONCLUSIONES Y CONSIDERACIONES FINALES	70
6.	BIBLIOGRAFÍA.....	72

LISTA DE TABLAS

Tabla 1	Espesores mínimos de vigas	33
Tabla 2	Predimensionamiento de vigas	33
Tabla 3	Predimensionamiento de columnas	35
Tabla 4	Cargas a nivel de fundación.....	36
Tabla 5	Secciones vigas de amarre	37
Tabla 6	Especificaciones del concreto	39
Tabla 7	Especificaciones del acero.....	40
Tabla 8	Información sección viga de amarre.....	40
Tabla 9	Discretización de la sección de viga de amarre.....	¡Error! Marcador no definido.
Tabla 10	Cargas sobre el modelo	41
Tabla 11	Valores máximos de asentamientos diferenciales según la distancia entre apoyos (NSR-10)	47
Tabla 12	Secciones de integración	49
Tabla 13	Micro-Deformaciones unitarias debidas al asentamiento en B2	50
Tabla 14	Micro-deformaciones debidas a los asentamientos sobre los nodos B4 - D2	52
Tabla 15	Micro-deformaciones debidas a los asentamientos sobre los nodos B2 - B3	52
Tabla 16	Micro-deformaciones debidas a los asentamientos sobre los nodos A2 - C2 - B1 - B4.....	53

LISTA DE FIGURAS

Ilustración 1	Afectación estructural según deformaciones angulares límite (Orozco R.) 13	
Ilustración 2	DMS (SISGEO).....	15
Ilustración 3	Modelo para grupo de pilas (Cheng, 2011)	16
Ilustración 4	Resultados ensayo de planta Waigaoqiao(Cheng, 2011).....	16
Ilustración 5	Galga extensiométrica (Sosa)	17
Ilustración 6	Selección de galga (Sosa)	19
Ilustración 7	Asentamiento diferencial (Prasad, s.f.).....	20
Ilustración 8	Compactación vs. Consolidación (Prasad).....	22
Ilustración 9	Proceso de consolidación (Prasad).....	22
Ilustración 10	Viga en voladizo (Carnicero López, 2013)	24
Ilustración 11	Método de los elementos finitos para una viga en voladizo (Carnicero López, 2013) 24	
Ilustración 12	Comportamiento del concreto	28
Ilustración 13	Comportamiento del acero.....	29
Ilustración 14	Viga deformada (Popov y Blondet c.p. Pontificia Univerdidad Católica del Perú).....	30
Ilustración 15	Planta de la edificación (medidas en metros).....	32
Ilustración 16	Sección típica de losa (todas las medidas en cm).....	35
Ilustración 17	Sección transversal viga de amarre	39
Ilustración 18	Modelo 3D	42
Ilustración 19	Análisis de sensibilidad.....	43
Ilustración 20	Modelo 1 nivel	44

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

Ilustración 21 Momento viga 2AB - 1 nivel	45
Ilustración 22 Modelo 2 niveles	45
Ilustración 23 Momento viga 2AB - 2 Niveles	46
Ilustración 24 Modelo 3D con elementos verticales más rígidos	46
Ilustración 25 Momentos viga 2AB elementos más rígidos	47
Ilustración 26 Planta edificación.....	48
Ilustración 27 Caso con 2 secciones de integración (SeismoStruct, 2014).....	49
Ilustración 28 Asentamiento B2	54
Ilustración 29 Asentamiento B3	55
Ilustración 30 Combinación 1 de asentamientos.....	56
Ilustración 31 Asentamiento B4	57
Ilustración 32 Asentamiento D2	58
Ilustración 33 Combinación 2 de asentamientos.....	59
Ilustración 34 Asentamiento A2	60
Ilustración 35 Asentamiento C2	61
Ilustración 36 Asentamiento B1	62
Ilustración 37 Asentamiento B3	63
Ilustración 38 Combinación 3 de asentamientos.....	64
Ilustración 39 Asentamiento vs. Deformación Viga B23 sección (a).....	65

LISTA DE ANEXOS

pág.

RESUMEN

Constantemente la ingeniería estructural tiene que involucrar un sin número de variables de las cuales se prevé su comportamiento a partir de modelos que se derivan de la experiencia e investigación realizada a lo largo de la historia. La interpretación y utilización de estas variables para construir edificaciones es primordial para garantizar la seguridad de las personas que la habitan. Debido a la incertidumbre que se tienen en todos los modelos utilizados, la estructura construida no se comportará exactamente como se tiene previsto.

Los mecanismos de monitoreo estructural permiten validar el comportamiento de una edificación y tomar así medidas correctivas o preventivas frente a determinado suceso. Uno de los factores que debe ser controlado y monitoreado para garantizar la integridad de los elementos estructurales y no estructurales son los asentamientos diferenciales. Es así como se propone en este proyecto buscar un modelo que permita monitorear los asentamientos a lo largo de la vida útil de un proyecto, a partir de las deformaciones sobre las vigas de amarre.

Es así como se modela una estructura con valores típicos en el software de elementos finitos "SeismoStruct" donde por medio de los resultados de las deformaciones unitarias, se plantea el paso a paso de la metodología para monitorear asentamientos y esquema de instrumentación para ser aplicado en estructuras donde los elementos de amarre sean diseñados únicamente para resistir cargas sísmicas.

Palabras clave: Asentamientos diferenciales, monitoreo estructural, elementos finitos, micro deformaciones.

ABSTRACT

Structural engineering constantly has to involve a number of variables of which behavior is expected from models derived from experience and research throughout history. The interpretation and use of these variables to construct buildings is essential to ensure the safety of people who live there. Because of the uncertainty in all models are used, the structure will not behave exactly as you plan.

Structural monitoring mechanisms validates the behavior of a building and allows to take preventive or corrective action against certain event. One of the factors that must be controlled and monitored to ensure the integrity of structural and non-structural elements are differential settlement. So this project intends to seek a methodology to monitor settlements throughout the lifetime of a project, from the deformations on the tie beams.

Thus a structure is modeled with typical values in the finite element software SeismoStruct, where by the results of the unit deformations, the step by step methodology is proposed to monitor settlements and the scheme instrumentation to be applied to structures where the tie beams are designed only to withstand seismic loads.

Key words: Differential settling, structural monitoring, finite elements, micro deformations.

INTRODUCCIÓN

En el desarrollo del proyecto se enfoca en la propuesta de una metodología que permita monitorear de manera eficaz los asentamientos diferenciales en una edificación a partir de las deformaciones presentes en las vigas de amarre. Lo anterior debido a la gran cantidad de incertidumbres que están presentes en el diseño, construcción y operación de una edificación.

La modelación teórica se realiza a partir del software de elementos finitos SeismoStruct para una edificación típica de la ciudad de Medellín. En esta se encuentran inicialmente las cargas posibles que tendrán a nivel de fundación para de esta manera diseñar las vigas de amarre y por medio de la imposición de asentamientos diferenciales, analizar los resultados de las deformaciones unitarias sobre las mismas.

A lo largo del documento se especifican las bases metodológicas por medio de las cuales se analizan los resultados, las variables que se tuvieron en cuenta, los refinamientos realizados al modelo para garantizar datos confiables y los pasos realizados en el análisis de los resultados.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

1. PRELIMINARES

1.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Dentro de las etapas por las que atraviesa un proyecto de edificación se destacan a grandes rasgos el diseño, la construcción y la operación. En la etapa del diseño, los ingenieros se basan en un modelo estructural, uno de cargas y uno geotécnico para de esta manera seleccionar los materiales adecuados y método constructivo a utilizar. A pesar que en dichos modelos se incorporan factores de seguridad en su concepción, estos pueden no representar en un 100% el comportamiento de la estructura y demostrar conductas por fuera de los valores o rangos previstos. Esto no quiere decir que los diseños necesariamente presenten fallas, sino que cada uno de los modelos está basado en variables asumidas inicialmente, que pueden presentar desviaciones por procesos constructivos deficientes, ensayos de laboratorio con resultados erróneos, construcciones aledañas que afecten las condiciones del suelo del proyecto, manejo de información o por una deficiente supervisión técnica.

Las desviaciones tratadas anteriormente pueden conllevar a comportamientos no previstos de la estructura, como valores de asentamientos diferenciales de las fundaciones más allá de lo contemplados inicialmente, que a su vez pueden presentar un riesgo para la integridad o funcionamiento de la misma, con consecuencias que se pueden observar en la Ilustración 1. Con relación a la incertidumbre en el cálculo del asentamiento diferencial es importante destacar lo expuesto por el ingeniero en suelos de Bogotá, Luis Fernando Orozco, el cual afirma que la falta de interacción entre el calculista de suelos y el de la estructura, puede traducirse en un asentamiento diferencial que no va a ser el real.

De esta manera se requieren instrumentos de monitoreo estructural, para poder disminuir esa incertidumbre de las variables utilizadas inicialmente y validar el modelo con las condiciones finales de la estructura. Es así como se pretende encontrar una metodología para la medición y monitoreo del asentamiento diferencial de pilas a partir de una instrumentación por medio de sensores, que pueda ser fácilmente implementado en una estructura.

DISTORSION ANGULAR LIMITE según recomendación de Bjerrum (1963).

TIPO DE DAÑO POTENCIAL

- Peligro para maquinaria sensible a asentamientos	1/750
- Peligro para marcos con diagonales	1/600
- Límite de seguridad para que no haya fisuras en edificios	1/500
- Se inicia agrietamientos en paneles y paredes divisorias	1/300
- Dificultades con grúas de construcción	1/300
- Inclinação de edificios altos y rígidos se hace visible	1/250
- Agrietamiento considerable de paneles y paredes de ladrillo	1/150
- Peligro de daño estructural de edificio	1/150
- Límite de seguridad para paredes flexibles de ladrillo $L/H > 4$	1/150

Ilustración 1 Afectación estructural según deformaciones angulares límite (Orozco R.)

1.2 OBJETIVOS DEL PROYECTO

1.2.1 Objetivo General

Establecer un esquema de monitoreo de salud estructural para los asentamientos diferenciales de fundación a partir de las deformaciones unitarias de sus vigas de amarre aferentes.

1.2.2 Objetivos Específicos

- Establecer un estado de cargas para una estructura a nivel de fundación con datos típicos y según lo establecido en la NSR-10.
- Encontrar las deformaciones unitarias que se generan en las vigas de amarre a partir de los asentamientos diferenciales de fundación.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

- Proponer esquema de instrumentación para la edificación que permita verificar los resultados obtenidos en el modelo matemático.

1.3 MARCO DE REFERENCIA

1.3.1 Antecedentes

El trabajo de grado “Esquema para la implementación de medición de deformaciones en edificaciones de hormigón” de Andrea Correa, es un acercamiento claro a la validación de modelos estructurales, donde por medio de diferentes sensores, midieron las deformaciones del acero en una viga de hormigón y los compararon con la deformación esperada en la estructura. Esto permite monitorear en las diferentes etapas de la construcción y operación la deformación del acero, con el fin de interpretarla con relación a las cargas que está recibiendo y tomar medidas correctivas.

Con respecto a la medición y monitoreo de asentamientos diferenciales en fundaciones, se encuentra el sistema Differential Settlement Monitoring System (DMS) desarrollado por Sisgeo, el cual permite monitorear en el largo plazo los asentamientos de edificios o estructuras. El sistema consiste en una serie de indicadores de nivel que son instalados en los puntos de interés de la estructura como se puede observar en la Ilustración 2, estos contienen un líquido determinado y el sistema determina las variaciones en los cambios de altura del líquido por medio de las presiones ejercidas por el mismo. Los sensores tienen una sensibilidad de 0.01 mm y una precisión de 0.1 mm.

Los sensores DMS han sido utilizados principalmente en los proyectos de hidroeléctricas, como la instalación de 20 sensores en la Represa Guarana en Nigeria en el 2004 y 41 sensores en Hidrosogamoso en el 2010 por medio de la empresa Monitoriza S.A.S.. (SISGEO)



Ilustración 2 DMS (SISGEO)

Por otro lado, Zehai Cheng de la Escuela de Ingeniería Civil y Arquitectura de la Universidad de Ciencias y Tecnología de Zhejiang en China, realiza un importante aporte para la salud estructural en la publicación "Prediction and Measurement of Settlement of a Piled Raft Foundation over Thick Soft Ground". Este ensayo fue realizado en el proyecto de la segunda fase de la termoeléctrica Waigaoqiao, que cuenta con dos calderas de 500.000 kN y está apoyada sobre un conjunto de pilas. En este ensayo se presenta un modelo para predecir el asentamiento en las pilas y compararlo con el medido en campo; inicialmente para seleccionar el modelo que representa a la estructura, se analiza la rigidez de las pilas que sostienen la estructura en términos de la carga aplicada, el asentamiento del suelo y el asentamiento debido a la compresión de la pila. Luego, se analiza el módulo de compresión del suelo y el asentamiento según el método de "*Layerwise summation*". Luego con estos datos y por medio de elementos finitos se encuentran las fuerzas internas y las deformaciones de las pilas, con lo cual se encuentra posteriormente asentamiento a partir de un modelo con resortes, el cual es comparado con el asentamiento medido en campo (Cheng, 2011). En la Ilustración 3 e Ilustración 4 se puede observar el modelo de resortes y los resultados encontrados para los asentamientos esperados y los encontrados en campo.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

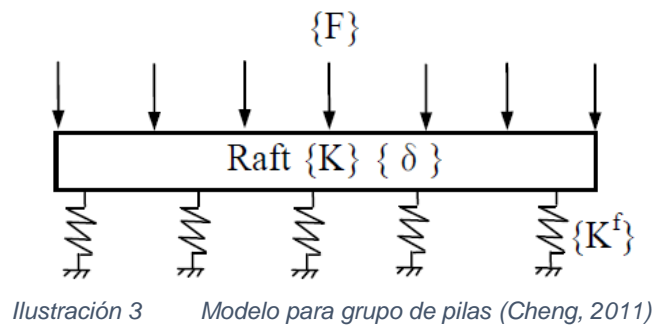


Ilustración 3 Modelo para grupo de pilas (Cheng, 2011)

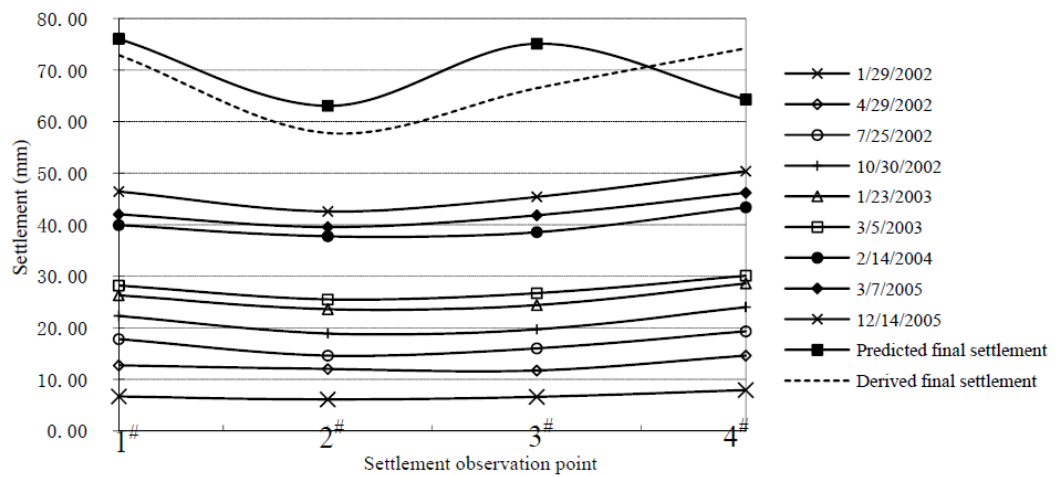


Ilustración 4 Resultados ensayo de planta Waigaoqiao (Cheng, 2011)

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

1.3.2 Marco teórico

○ Sensores

Para el monitoreo de la estructura es primordial contar con mecanismos tecnológicos que permitan medir las variables necesarias presentes en la misma. Existe gran variedad de mecanismos para medir deformaciones, temperatura, esfuerzos, velocidades, etc., dentro de los cuales se destacan los ensayos no destructivos como el ultrasonido o el esclerómetro (para medir resistencia de materiales), sistemas de medición de geometrías, sistemas de medición de deformaciones, entre otros. (Torres Górriz, 2009 c.p. Correa, 2015).

Se describen a continuación dos de los sensores para medir deformaciones en los elementos de concreto reforzado que fueron utilizados en la tesis de pregrado de la Escuela de Ingeniería de Antioquia “Esquema para la implementación de medición de deformaciones en edificaciones de hormigón” de Andrea Correa.

Galgas extensiométricas (SG)

Es un dispositivo que se utiliza para la medición electrónica de magnitudes mecánicas como la carga, torque, deformación, posición, etc. Consiste en un cable muy fino o papel aluminio dispuesto en forma de grilla, el cual se instala sobre el elemento deseado. (Sosa, s.f.)

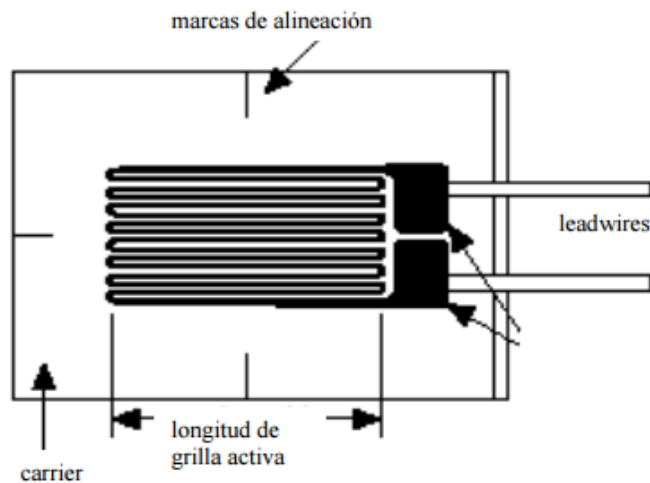


Ilustración 5 Galga extensiométrica (Sosa, s.f.)

Este mecanismo permite medir el cambio de las magnitudes de las variables mencionadas anteriormente, relacionándolas con el delta de su resistencia eléctrica.

$$GF = \frac{\Delta R/R}{\Delta L/L}$$

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

GF = Sensibilidad a la deformación (entregado por el proveedor)

ΔR = Cambio en el valor de la resistencia

ΔL = Cambio en la longitud del SG

R = Resistencia inicial

L = Longitud inicial

Es de gran importancia garantizar un cuidadoso criterio de selección de la SG, teniendo en cuenta el parámetro que se desea medir, el lugar y las condiciones de instalación. Para clasificar la SG se presentan a continuación 6 pasos que definen el tipo de galga a utilizar y como se realiza su nomenclatura.

1. *Longitud de la galga*: Es la longitud de la grilla, varía entre 0,2 mm y 100 mm y debe ser seleccionada según el tamaño del elemento donde se van a medir las variables.
2. *Patrón de la grilla*: Es la forma de la grilla, la cantidad y orientación de la misma en las galgas.
3. *Serie de la galga*: Se utiliza la tabla “Strain Gauge Series and Adhesive Selection Table”, la cual presenta un listado de galgas dependiendo de los siguientes criterios:
 - Tipo de medida de la deformación.
 - Temperatura de operación.
 - Duración.
 - Precisión.
 - Resistencia
4. *Opciones*: Variaciones técnicas en el diseño que pueden generar un beneficio dependiendo de las necesidades, entre los beneficios que se pueden obtener se destacan los siguientes:
 - Reducción de tiempo y costo de instalación.
 - Reducción de la habilidad necesaria para la instalación.
 - Aumento de la confiabilidad.
 - Aumento de la protección.
5. *Resistencia de la grilla*: Es la resistencia eléctrica medida generalmente en Ohmios (Ω), lo cual para galgas de la misma serie puede ser un factor importante en el que la que tenga una mayor resistencia reduce la disipación de generación de calor.
6. *Número STC*: Se escoge el número entre los disponibles de la tabla “Estándar Gauge Series” y en conjunto con el catálogo 500 de “Micro-Measurements Precision Strain Gages”. (Sosa)

En la Ilustración 6 se presenta el ejemplo de la nomenclatura de una galga según la numeración de los criterios presentados en el párrafo anterior.



Ilustración 6 Selección de galga (Sosa)

Sistemas ópticos (FBG)

La fibra óptica es un mecanismo por medio del cual se transmiten ondas o pulsos de luz que representan los datos que se quiere analizar. Estas ondas viajan a través de un hilo muy fino de material transparente, vidrio o materiales plásticos.

Este sistema se compone de tres capas:

- Un núcleo hecho de cuarzo puro con un alto índice de refracción y diámetro de 6µm.
- Una cubierta con un índice de refracción menor para que la propagación de luz se dé a lo largo del núcleo, y cuenta con un diámetro de 125µm.
- El recubrimiento que está hecho a base de acrilato (ion de ácido acrílico), el cual provee resistencia mecánica para proteger a la muestra por daños y humedades, con un diámetro de 250 µm.

Este mecanismo funciona a partir de las variaciones de tensiones aplicadas sobre la fibra óptica y que se expresan en la siguiente ecuación:

$$\Delta\lambda_B = K_\varepsilon \varepsilon + \lambda_B \xi_0 \Delta T$$

Donde ε es la deformación unitaria en la región donde se encuentra el sensor, K_ε es una constante que indica la sensibilidad y se obtiene de manera experimental, y la segunda parte de la ecuación se debe a la variación generada en la relatividad por el cambio en la temperatura.

En la instalación del elemento en una estructura se destacan los siguientes elementos:

- Red de sensores que se instalan en los puntos donde se desea conocer la información de la estructura.
- Un computador encargado de transmitir, adquirir y almacenar los datos.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

- La fuente óptica, encargada de transmitir las ondas de luz. Dependiendo de la fibra óptica utilizada se emplea una luz láser o LED.
 - Láser: Fuentes suministradora que se propaga por una luz formada por una sola longitud de onda (luz monocromática).
 - LED: Fuente suministradora que propaga una luz formada por diferentes luces de onda (luz policromática).
- El circulador que permite el paso de la luz desde las fuentes ópticas hacia el ordenador.
- OSA (Analizador de Espectros Ópticos) por sus siglas en inglés, que se encarga de obtener el espectro de luz y variaciones.

(Torres Górriz, 2009)

○ **Asentamiento en fundaciones**

Las fundaciones de una estructura están proyectadas para soportar el peso de la misma y repartirlo a través del suelo en el cual se apoya. Dichas cargas que reciben las fundaciones y que a su vez pasan al suelo, generan en este último lo que se conoce como el asentamiento de la estructura, que según el profesor Dr. S. K. Prasad es *“El movimiento vertical descendiente de la estructura debido a la compresión del suelo adyacente por el incremento de la carga sobre él”*. A partir de este concepto se genera otro más importante en el monitoreo de la estructura y es el asentamiento diferencial, que se define como la diferencia entre el asentamiento de dos elementos continuos, como se puede observar en la Ilustración 7.

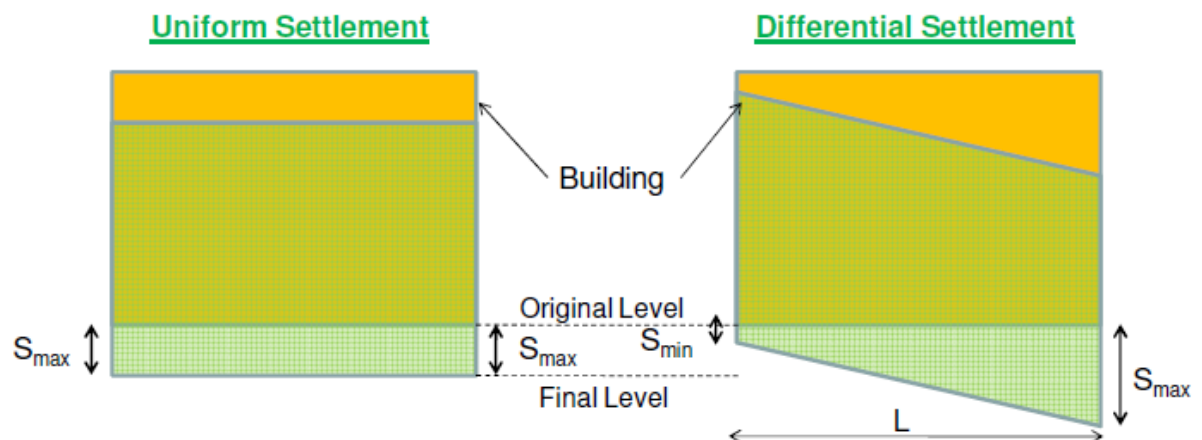


Ilustración 7 Asentamiento diferencial (Prasad, s.f.)

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

Este asentamiento teórico que tendrá la estructura debe ser conocido por los ingenieros desde los diseños de las fundaciones, a partir de las cargas, la mecánica del suelo en el cual se apoya y el tipo y dimensiones de la fundación que es utilizada en cada sección.

El asentamiento total de un elemento se debe, en general, a 3 tipos de asentamientos:

Asentamiento inmediato o elástico:

- Ocurre inmediatamente en el momento en que se aplica la carga, disminuyendo la cantidad de vacíos en el suelo por medio de la compactación del mismo.
- Se denomina elástico no necesariamente por el material, ya que el suelo es un material que no es completamente elástico, sino porque el comportamiento de este asentamiento se relaciona con la teoría elástica.
- Depende de las propiedades elásticas del suelo, la rigidez y del tamaño y forma de la fundación
- El valor del asentamiento se puede calcular por una gran cantidad de ecuaciones desarrolladas a lo largo de los años, entre ellas se destaca a continuación una de las primeras metodologías planteadas:

$$S_I = \left(\frac{1 - \mu^2}{E} \right) qB \left(I_1 + \frac{1 - 2\mu}{1 - \mu} I_2 \right) I_F - (Timoshenko y Goodier 1951)$$

Donde:

S_I = Asentamiento elástico

μ = Módulo de Poisson del suelo

E = Módulo de Young del suelo

q = Presión de contacto sobre el suelo

B = Ancho de la fundación

$I_1 = I_2 = I_F$ = Factor adimensionales

Asentamiento de consolidación:

- Proceso en el que el suelo con el tiempo va liberando el agua presente en sus espacios vacíos.
- Ocurre en materiales cohesivos donde se tienen permeabilidades bajas, lo que dificulta el proceso de salida del agua, a diferencia de los materiales granulares que al recibir la carga de la fundación permiten de manera más rápida la salida del agua.
- Puede demorarse décadas en algunos casos, por lo que es muy importante su predicción para efectos a largo plazo sobre la estructura.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

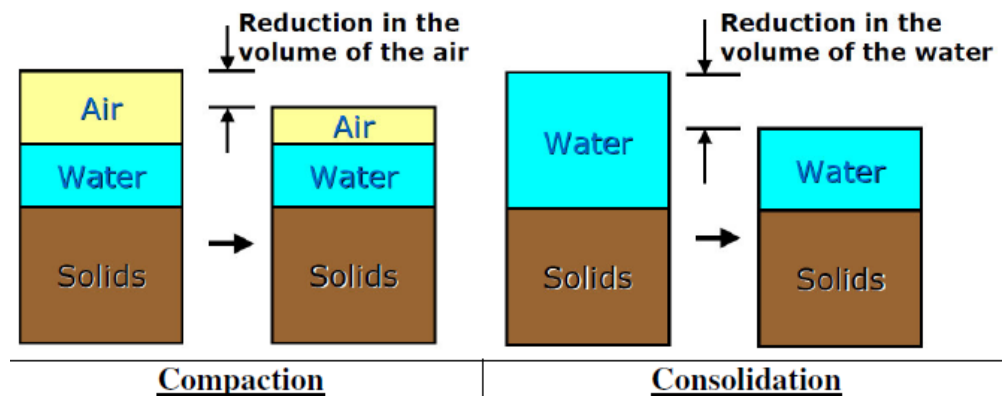


Ilustración 8 Compactación vs. Consolidación (Prasad)

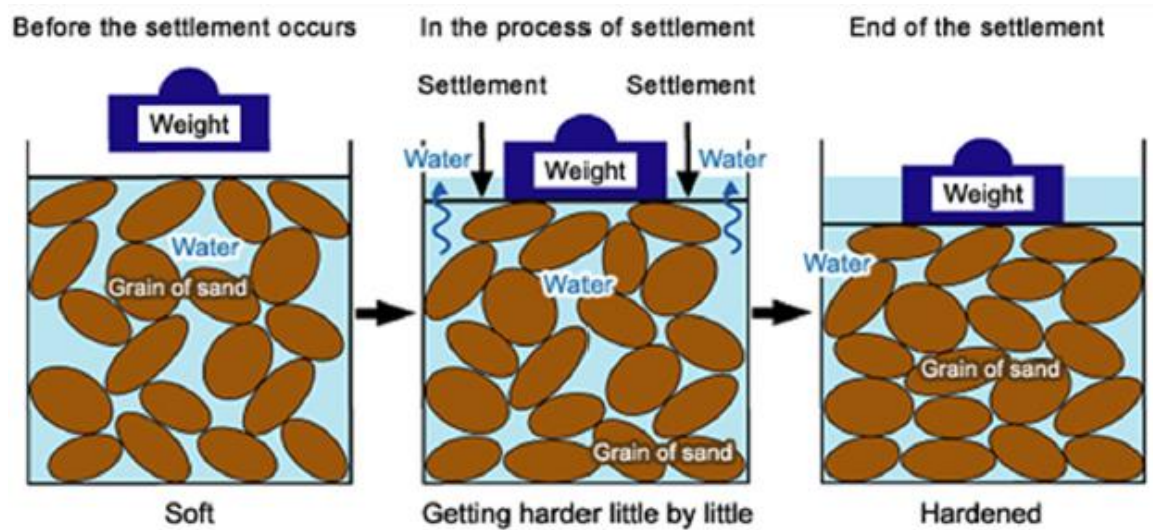


Ilustración 9 Proceso de consolidación (Prasad, s.f.)

El asentamiento por consolidación se calcula según el grado de consolidación, de la siguiente manera:

- Caso I: Arcillas preconsolidadas

$$\sigma'_0 + \Delta\sigma' \leq \sigma'_c \quad ; \quad S = \frac{H}{1 + e_0} C_s \log \left(\frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma'}{\sigma'_0} \right)$$

- Caso II: Arcillas preconsolidadas

$$\sigma'_0 + \Delta\sigma' > \sigma'_c \quad ; \quad S = \frac{H}{1 + e_0} C_s \log \frac{\sigma'_c}{\sigma'_0} + \frac{H}{1 + e_0} C_c \log \left(\frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma'}{\sigma'_c} \right)$$

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

- Caso II: Arcillas normalmente consolidadas:

$$S_c = \left(\frac{C_c}{1 + e_0} \right) H \log_{10} \left(\frac{\sigma_0 + \Delta\sigma}{\sigma_0} \right)$$

S_c = Asentamiento por consolidación

$C_c = C_s$ = Valores que se extraen del ensayo de consolidación

e_0 = Relación de vacío inicial

H = Espesor de la capa de arcilla

σ_0 = Presión de sobrecarga inicial en el centro de la capa de suelo (la carga del propio suelo)

$\Delta\sigma$ = Presión extra por nueva construcción (es la carga de la estructura que se le está transmitiendo al suelo por medio de la fundación)

(Prasad, s.f.)

○ **Elementos finitos y modelación no lineal**

Las diferentes solicitaciones de una estructura están soportadas por una interacción compleja entre los elementos que la componen. Estos elementos cuando trabajan en conjunto proveen a la estructura tres principales componentes que representan su comportamiento: rigidez, resistencia y ductilidad. Los ingenieros, para la evaluación de dichos comportamientos, se han basado en modelos lineales, lo cual se ha demostrado que no representa de manera correcta el comportamiento real de las estructuras (Priestly, 2003 c.p. Carvalho, Bento & Bhatt, 2013). Es así como se puede entender el comportamiento de las estructuras de una manera no lineal, donde las fuerzas presentes se redistribuyen en los elementos a medida que la estructura se empieza a comportar en su estado inelástico (Carvalho, Bento, & Bhatt, 2013). Lo expuesto anteriormente se traduce en una mayor complejidad para realizar los cálculos de la estructura a medida que las propiedades de los materiales, secciones y elementos van cambiando, para lo cual se hace necesario recurrir a programas o metodologías como la de los elementos finitos, que permitan modelar de una manera más acertada el comportamiento real.

El método de los elementos finitos no es una técnica novedosa en sí, ya que su concepto ha sido utilizado a lo largo de la historia para la solución de problemas de ingeniería y matemáticas. Lui Chi (300 d.C.) se aproximó al valor de Pi a partir de un polígono de 3072 lados de manera que se asemejara a una circunferencia, Arquímedes (287 – 212 a.C.) empleaba el método de discretización para encontrar el área y los volúmenes de todo tipo de superficies, de la misma manera que lo hicieron los egipcios para el caso de las pirámides. Varios autores que desarrollaron el tema para diferentes áreas y una de las aplicaciones más importantes fue el aporte como base para el cálculo integral y diferencial de Isaac Newton. (Hernandez, 2014)

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

Hrennikoff en 1941 y McHenry en 1943 propusieron la utilización de líneas para la representación de vigas y el cálculo de los esfuerzos en las secciones de una manera continua. Luego de esto en 1956, Turner implementó la matriz de rigidez para elementos conformados por triángulos y rectángulos. Es así como el método de los elementos finitos, para el caso de la ingeniería estructural, consiste en dividir la estructura en varios elementos, los cuales se reconectan a partir de nodos y se analizan las secciones a partir de diferentes ecuaciones algebraicas para llegar a una aproximación del comportamiento de la estructura. (Carnicero López, 2013)

En la Ilustración 10 se puede presentar una viga en voladizo que para el caso del método de los elementos finitos se representaría según Ilustración 11.

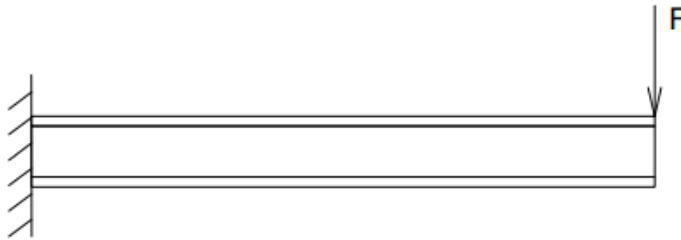


Ilustración 10 Viga en voladizo (Carnicero López, 2013)

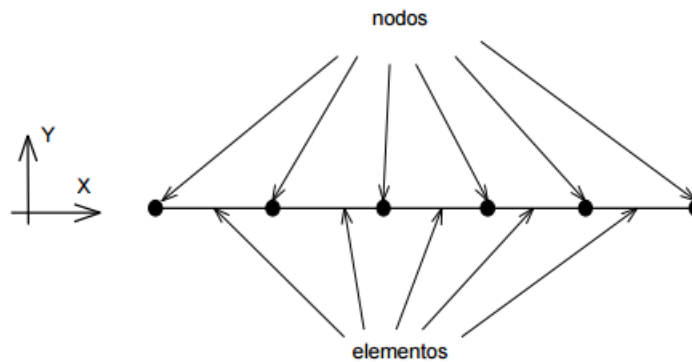


Ilustración 11 Método de los elementos finitos para una viga en voladizo (Carnicero López, 2013)

A partir de esta metodología se han creado software de análisis que permiten implementarla en análisis estructural, dentro de los más conocidos para este fin se encuentra SAP 2000 y SeismoStruct.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

2. METODOLOGÍA

En el presente capítulo se pretende contextualizar sobre las metodologías que serán utilizadas en el proyecto con el fin de realizar los análisis y cálculos necesarios en cada una de las etapas correspondientes.

2.1 VIGAS DE AMARRE

Para realizar el análisis de las deformaciones presentes en una viga de fundación, se debe inicialmente contextualizar sobre el diseño de las mismas y cómo se comportan ante las solicitaciones de una estructura.

Inicialmente se puede considerar que las vigas de fundación tengan los siguientes usos principales sobre una estructura:

1. Disminuir los asentamientos diferenciales
2. Resistir momentos generados por las excentricidades no consideradas en el diseño
3. Para resistir de una mejor manera las solicitaciones sísmicas de la estructura

La disminución de asentamientos diferenciales a partir de las vigas de fundación no es muy común, ya que dichas vigas en nuestro sector se diseñan generalmente con secciones de dimensiones $L/20$, para lo cual es muy difícil que a partir de esa rigidez se puedan transmitir las cargas de una fundación a otra que esté conectada. (Garza Vasquez, 2000)

Para el caso en que las vigas de fundación resistan los momentos generados por las excentricidades no consideradas inicialmente, se presentan dos casos, el primero donde las vigas de fundaciones tomen los momentos y las fundaciones las cargas axiales directamente; y el segundo, corresponde al caso donde las fundaciones y columnas atiendan los momentos biaxiales, mientras que las vigas de fundación se diseñan para carga axial, lo cual se ajusta de mejor manera a las consideraciones de una edificación y como se realiza generalmente en el medio. (Garza Vasquez, 2000)

Luego de analizar los 2 primeros casos en los que podría trabajar una viga de fundación se analizará el último relacionado con la resistencia ante solicitaciones sísmicas según lo establece la NSR-10.

2.1.1 Diseño de una viga de fundación

Según lo establece el Reglamento de Construcciones Sismo Resistentes (NSR-10) en el capítulo A.3 Requisitos Generales de Diseño Sismo Resistente, en el numeral A.3.6.4.2 Vigas de Amarre en Cimentación, establece que las vigas de fundación que sirvan de conexión a elementos como zapatas, pilas, pilotes, caissons, entre otros, deben resistir fuerzas de compresión o tensión no menor a:

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

$$T \text{ ó } C = 0.25A_aP \quad (2)$$

Donde:

A_a: Es el coeficiente que representa la aceleración pico efectiva para el diseño sismo resistente

P: Es la mayor carga vertical de los elementos que conecta la viga

T: Fuerza axial de tensión

C: Fuerza axial de compresión

De esta manera se plantea a continuación el desarrollo matemático de las ecuaciones que permiten encontrar el área transversal de refuerzo necesario para resistir determinada carga axial que se genera a partir de la carga *P* de los elementos en conexión:

Inicialmente se debe entender que la viga de fundación está trabajando a carga axial, lo cual para el caso del diseño se puede tomar como un elemento de columna en el cual la cantidad de acero mínimo (*A_{st}*) definido por la norma en el capítulo C.10.9.1, a partir del área bruta de la sección transversal del elemento (*A_g*), de la siguiente manera:

$$A_{st} = 0.01A_g \quad (3)$$

Luego de esto se analiza la ecuación propuesta en el capítulo C.10.3.6.2 para la resistencia a compresión de un elemento con estribos:

$$\phi P_n = 0.75\phi[0.85f'_c(A_g - A_{st}) + fy(A_{st})] \quad (4)$$

Donde:

ϕ: Factor de reducción de resistencia

P_n: Resistencia axial nominal de la sección transversal

f'_c: Resistencia a la compresión del concreto

fy: Resistencia a la fluencia del refuerzo

Remplazando (2) en (4) y despejando el *A_{st}*, se obtiene:

$$\frac{\frac{0.25A_aP}{0.75\phi} - 0.85f'_cA_g}{[fy - 0.85f'_c]} = A_{st} \quad (5)$$

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

En el caso de la tracción se trabaja con la siguiente ecuación que relaciona la resistencia del acero a tracción, suponiendo la resistencia del concreto despreciable para este caso.

$$T = 0.9f_y * A_{st} \quad (6)$$

Y remplazando nuevamente (2) en (6), se obtiene lo siguiente:

$$\frac{0.25A_a P}{0.9f_y} = A_{st} \quad (7)$$

De esta manera se puede encontrar el acero necesario para la sección, ya sea por tracción o compresión.

2.2 MODELACIÓN TEÓRICA

El tipo de modelo utilizado para representar la edificación se basa en el análisis no lineal de los elementos presentes; las secciones de estos elementos se dividen en un número específico de fibras, las cuales a su vez se analizan como un modelo uniaxial que permita conocer las deformaciones del elemento a lo largo del mismo y en toda su sección.

2.2.1 Materiales

Para el comportamiento no lineal de los materiales se tiene en cuenta en la respuesta de los mismos ante las cargas cíclicas aplicadas, donde el comportamiento se modela a partir de la teoría del endurecimiento isotrópico propuesto por Fillipou, como se puede observar en la Ilustración 12 e Ilustración 13, para el caso de un concreto de 21 MPa y un acero de 420 MPa respectivamente.

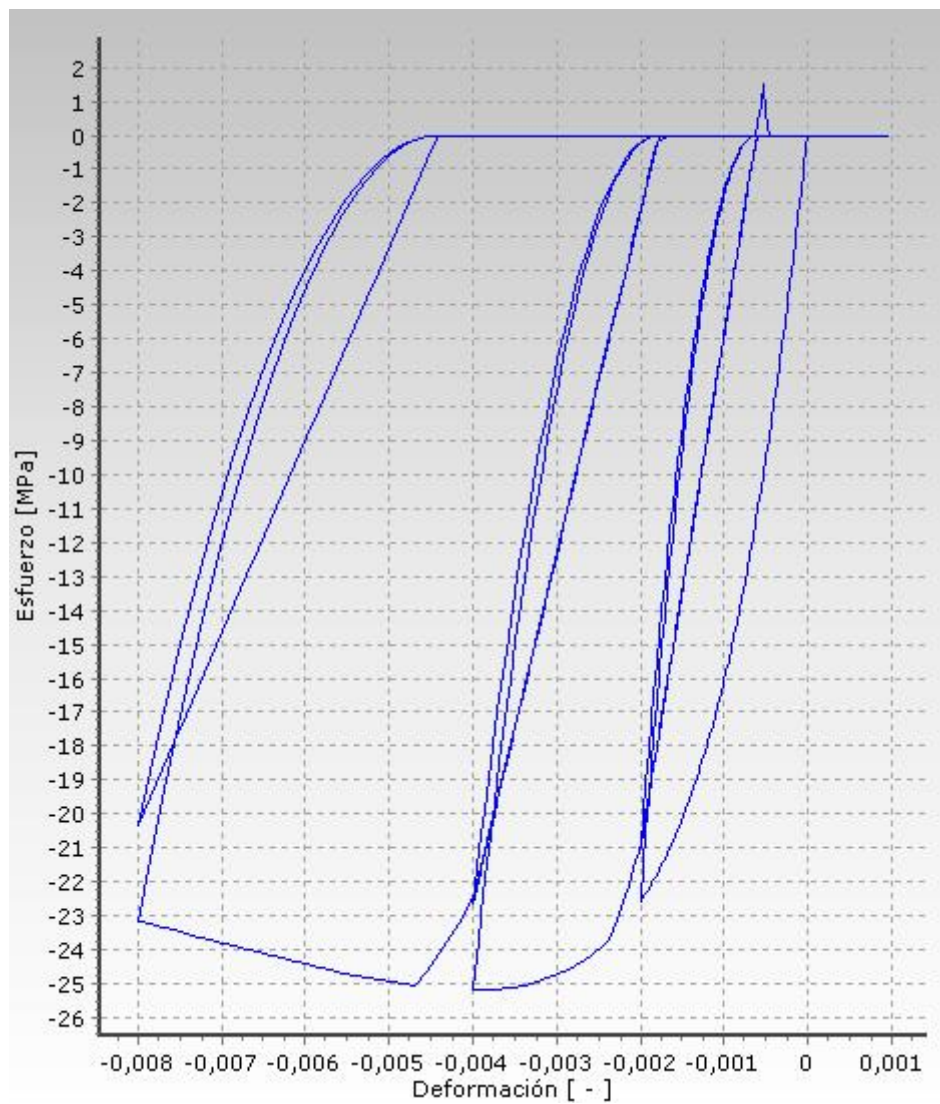


Ilustración 12 Comportamiento del concreto (Seismosoft, 2013)

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

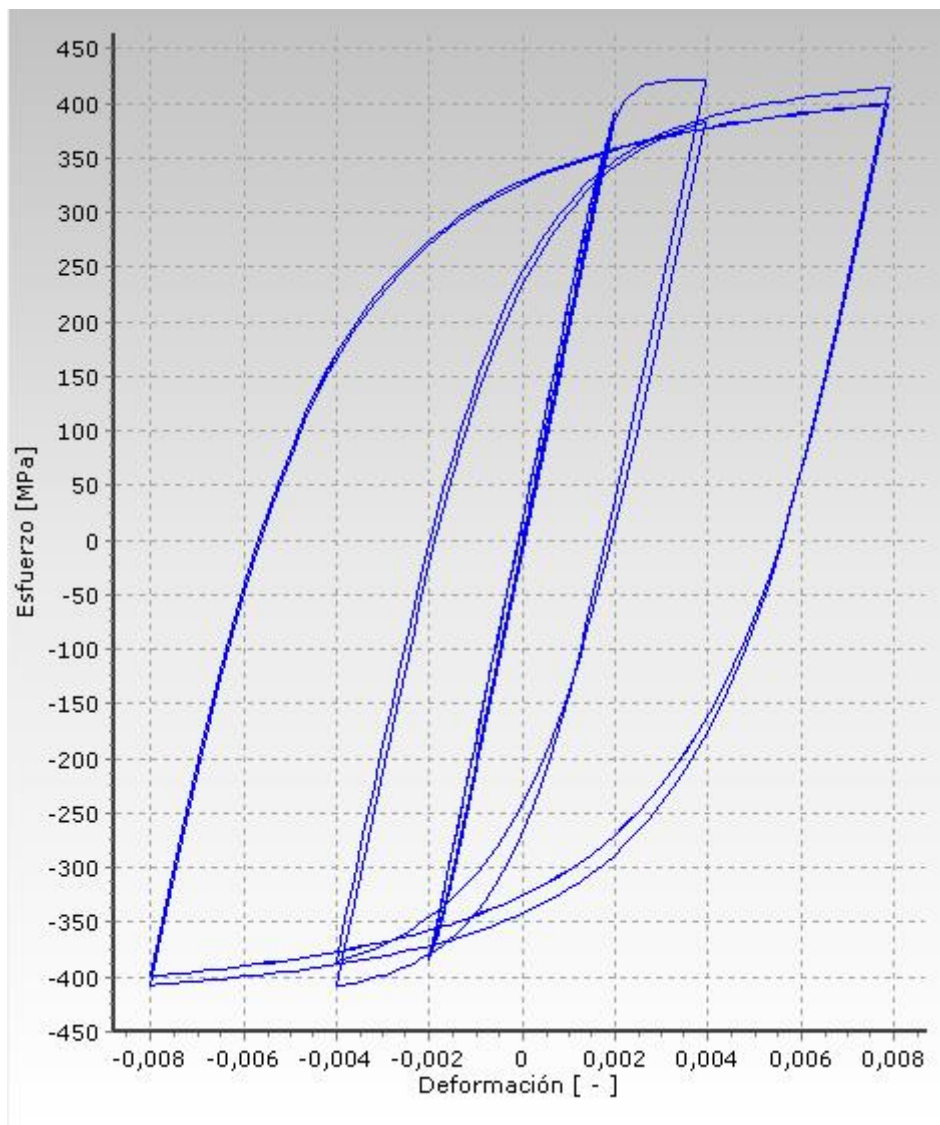


Ilustración 13 Comportamiento del acero (Seismosoft, 2013)

2.2.2 Sección

Para el análisis de las secciones del modelo se realiza una discretización de la misma en un número finito de fibras que actúan en paralelo, considerando la teoría de vigas de Euler – Bernulli. La rigidez de la sección se computa a partir de las tangentes de las rigideces de cada una de las fibras.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

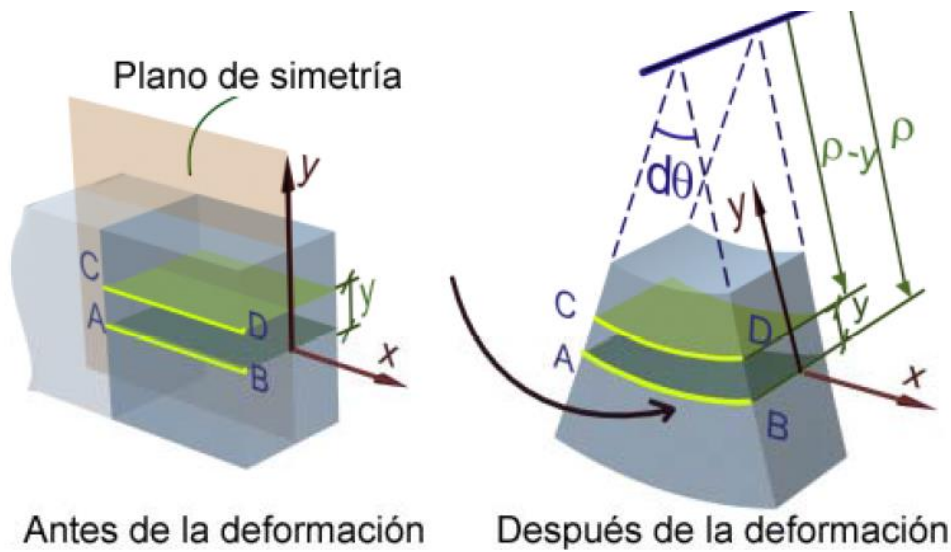


Ilustración 14 Viga deformada (Popov y Blondet c.p. Pontificia Universidad Católica del Perú)

En la Ilustración 14 se puede observar de manera gráfica la deformación en una viga sometida a flexión, de donde se basa la teoría de las vigas para definir los esfuerzos y las deformaciones presentes en la misma.

3. DESARROLLO DEL PROYECTO

En el presente capítulo se pretende describir cada uno de los pasos realizados para la lograr los objetivos planteados en el proyecto, para lo cual se requirió de las siguientes actividades generales:

- Pre-dimensionamiento de una estructura para encontrar las cargas que genera a nivel de fundación.
- Diseño de las vigas de fundación
- Planteamiento de restricciones necesarias para que el modelo represente el caso real
- Modelación matemática de la estructura por medio de asentamientos diferenciales generados
- Análisis de las deformaciones presentes en las vigas de amarre a partir de los asentamientos diferenciales.

3.1 ESTADO DE CARGAS

Con el fin de realizar un estado de cargas que permita representar un piso a nivel de fundación para una estructura con dimensiones reales y que cumpla con algunas consideraciones establecidas en la NSR-10, se procede inicialmente a utilizar una planta de edificación de pórticos con luces típicas. La selección de pórticos se debe a que este tipo de construcciones representa el 77% de las obras del Valle de Aburrá (AMVA, 2015).

Para la selección de la planta se tuvieron en cuenta las siguientes consideraciones:

- Planos de edificaciones de la ciudad de Medellín.
- Que las luces cumplan con una longitud no mayor a 50 veces el ancho de las vigas, según lo establecido en el capítulo C.10.4.1 de la NSR-10.
- Eliminar las posibles irregularidades en planta definidas en el capítulo A.3.3.4 de la NSR-10.
- Se optó por utilizar dos longitudes diferentes de luces en las vigas, para analizar posteriormente el comportamiento de estas dos frente a los asentamientos diferenciales.

La planta utilizada para la edificación se presenta en la Ilustración 15.

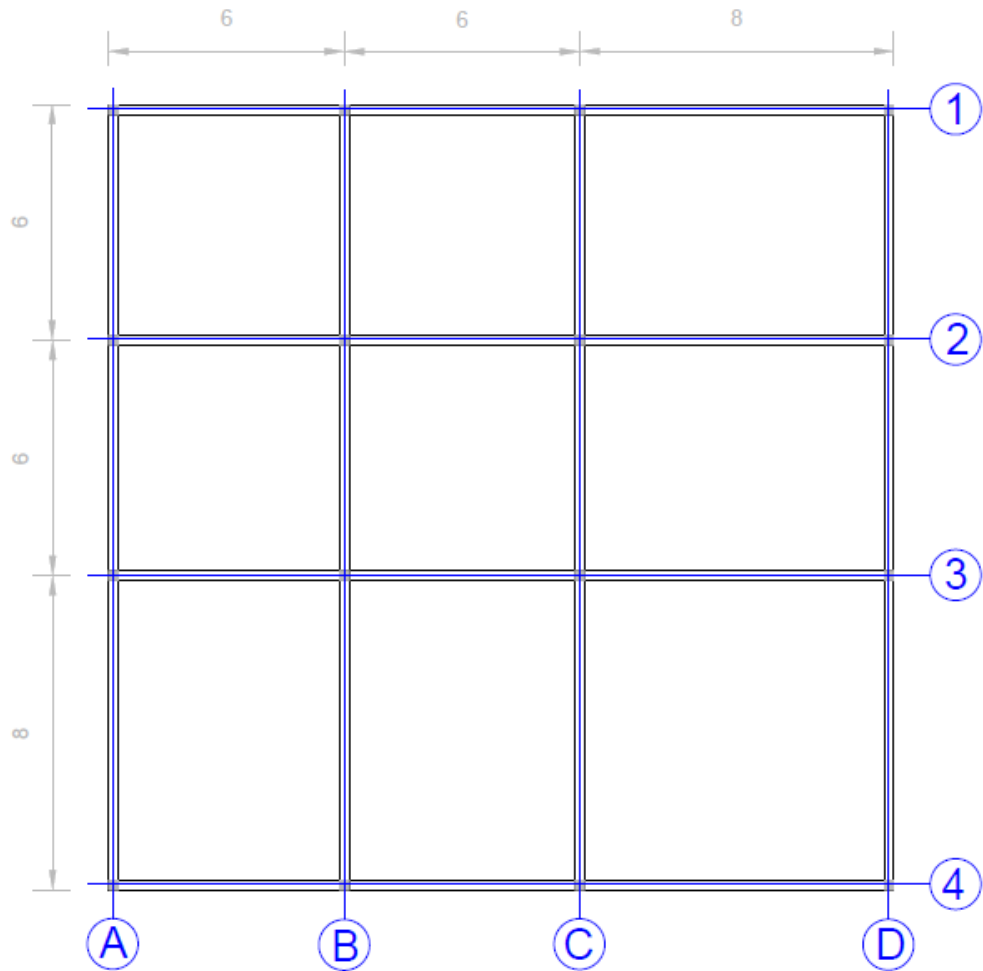


Ilustración 15 Planta de la edificación (medidas en metros)

Luego de tener la planta de la edificación se selecciona el número de pisos de la misma, el cual en general varía en gran medida según las necesidades del dueño del proyecto, las alturas permitidas por el POT y el tipo de edificación. Se opta por una edificación residencial ya que para el Valle de Aburrá corresponde al 86% de todas las tipologías de edificaciones construidas (Gobernación de Antioquia, 2012 c.p. AMVA, 2015). Dicha edificación se selecciona con 12 pisos, sin irregularidades en altura tal y como lo define el capítulo A.3.3.5 de la NSR-10 y con una altura libre en cada piso de 3 m.

Luego de seleccionar las características generales de la estructura se procede a pre-dimensionar los elementos de la misma, con el fin de estimar las cargas que transmite la edificación a nivel de fundación, para luego diseñar los elementos con los datos encontrados.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

3.1.1 Predimensionamiento

○ Vigas

Se utiliza los valores establecidos por la NSR-10 en el capítulo C.9.5, como se puede observar en la Tabla 1.

Tabla 1 Espesores mínimos de vigas

TABLA C.9.5(a) — Alturas o espesores mínimos de vigas no preesforzadas o losas reforzadas en una dirección a menos que se calculen las deflexiones

	Espesor mínimo, h			
	Simplemente apoyados	Con un extremo continuo	Ambos extremos continuos	En voladizo
Elementos	Elementos que NO soporten o estén ligados a divisiones u otro tipo de elementos susceptibles de dañarse debido a deflexiones grandes.			
Losas macizas en una dirección	$\frac{\ell}{20}$	$\frac{\ell}{24}$	$\frac{\ell}{28}$	$\frac{\ell}{10}$
Vigas o losas nervadas en una dirección	$\frac{\ell}{16}$	$\frac{\ell}{18.5}$	$\frac{\ell}{21}$	$\frac{\ell}{8}$

NOTAS: Los valores dados en esta tabla se deben usar directamente en elementos de concreto de peso normal y refuerzo grado 420 MPa. Para otras condiciones, los valores deben modificarse como sigue:

(a) Para concreto liviano estructural con densidad w_c dentro del rango de 1 440 a 1 840 kg/m³, los valores de la tabla deben multiplicarse por $(1.65 - 0.0003w_c)$, pero no menos de 1.09.

(b) Para f_y distinto de 420 MPa, los valores de esta tabla deben multiplicarse por $(0.4 + f_y/700)$.

Tabla 2 Predimensionamiento de vigas

# de viga	Longitud (m)	b (m)	h(m)
1AB	6	0,227	0,324
1BC	6	0,200	0,286
1CD	8	0,303	0,432
2AB	6	0,227	0,324
2BC	6	0,200	0,286
2CD	8	0,303	0,432
3AB	6	0,227	0,324
3BC	6	0,200	0,286
3CD	8	0,303	0,432
4AB	6	0,227	0,324
4BC	6	0,200	0,286
4DC	8	0,303	0,432

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

A12	6	0,227	0,324
A23	6	0,200	0,286
A34	8	0,303	0,432
B12	6	0,227	0,324
B23	6	0,200	0,286
B34	8	0,303	0,432
C12	6	0,227	0,324
C23	6	0,200	0,286
C34	8	0,303	0,432
D12	6	0,227	0,324
D23	6	0,200	0,286
D34	8	0,303	0,432

Por facilidad constructiva se propone utilizar el mayor valor encontrado para las vigas, el cual se aproxima a una sección de base = 0,3 m y altura = 0,45 m.

○ **Losa**

Para establecer las dimensiones de la losa aligerada, se realiza un pre-dimensionamiento de la misma a partir de los parámetros establecidos en el capítulo C.13.2.2 de la NSR-10, como se describe a continuación:

- La losa se pre-dimensiona como una losa en dos direcciones ya que ninguno de los lados de esta es 2 veces el otro.
- Se establece un espesor para los nervios de 10 cm, ya que la norma establece que debe ser mínimo 10 cm en su parte superior y mínimo 80 cm su ancho promedio.
- El espesor de la losa debe ser mínimo de 4.5 cm, por lo cual se escoge una losa de 5 cm.
- La altura de los nervios debe ser tal que no sea mayor a 5 veces el espesor de la losa, por lo cual se escoge una altura de 20 cm.
- La distancia entre los nervios no debe ser mayor que 3.5 veces el espesor de la losa, para lo cual se escoge un valor de 80 cm medidos de centro a centro.
- Se comprueba la solicitud de que el espesor de la losa no puede ser menor que 1/20 la distancia libre entre nervios.

La sección típica de la losa se presenta la en la Ilustración 16.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

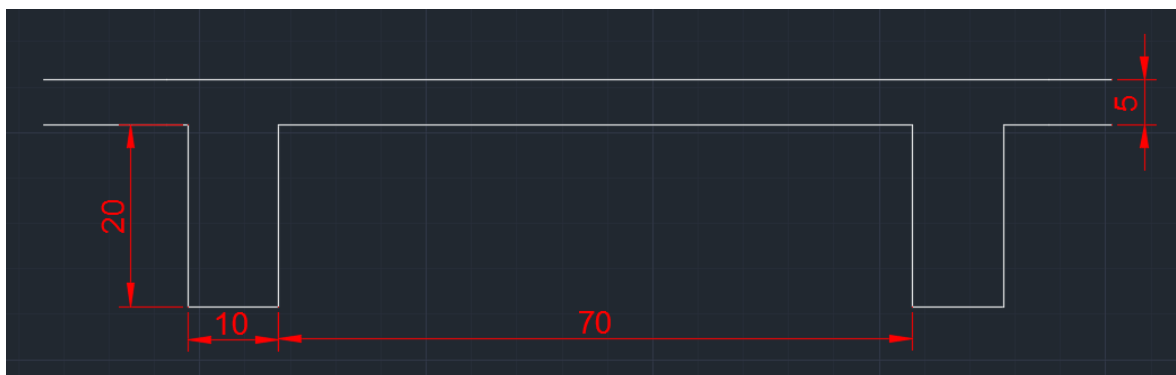


Ilustración 16 Sección típica de losa (todas las medidas en cm)

○ Columnas

Las columnas se pre-dimensionan a partir del área aferente según la configuración en planta y según de las cargas muertas y vivas que reciben en su primer nivel. Las cargas utilizadas se describen de una manera más amplia en el siguiente numeral 3.2.4.

Para encontrar la sección de la columna se supone un f'_c de 28 MPa y se sabe que la fuerza (P_u) debe ser menor al 30% de la fuerza última a compresión del elemento. A partir de la siguiente fórmula se despeja el área bruta (A_g).

$$0.3 > \frac{P_u}{f'_c * A_g} \quad (8)$$

Tabla 3 Predimensionamiento de columnas

# columna	Area Aferente (m ²)	D + L (kN/m ²)	Pu (kN)	Ag (m ²)	b aprox. (m)
A-1	9	9,81	971,0	0,116	0,34
A-2	18	9,81	1942,0	0,231	0,48
A-3	21	9,81	2265,6	0,270	0,52
A-4	12	9,81	1294,7	0,154	0,39
B-1	18	9,81	1942,0	0,231	0,48
B-2	36	9,81	3884,0	0,462	0,68
B-3	42	9,81	4531,3	0,539	0,73
B-4	24	9,81	2589,3	0,308	0,56
C-1	21	9,81	2265,6	0,270	0,52
C-2	42	9,81	4531,3	0,539	0,73
C-3	49	9,81	5286,5	0,629	0,79
C-4	28	9,81	3020,9	0,360	0,60
D-1	12	9,81	1294,7	0,154	0,39

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

D-2	24	9,81	2589,3	0,308	0,56
D-3	28	9,81	3020,9	0,360	0,60
D-4	16	9,81	1726,2	0,206	0,45

3.1.2 Cargas

A partir de las dimensiones encontradas en el numeral anterior y por medio de una densidad de concreto reforzado de 2.400 kg/m^3 , se procede a encontrar las cargas generadas por los elementos estructurales; estas se suman con las cargas vivas y las muertas de elementos no estructurales para encontrar la componente vertical que actúa sobre cada uno de los nodos a nivel de fundación, como se puede observar en la Tabla 4. El valor presentado de P_u corresponde a las cargas mayoradas de cada columna.

Tabla 4 Cargas a nivel de fundación

	Cargas muertas (t)	Cargas vivas (t)	P_u (t)
A-1	89,3	19,4	138,2
A-2	178,5	38,9	276,4
A-3	208,3	45,4	322,5
A-4	119,0	25,9	184,3
B-1	178,5	38,9	276,4
B-2	357,1	77,8	552,9
B-3	416,6	90,7	645,0
B-4	238,0	51,8	368,6
C-1	208,3	45,4	322,5
C-2	416,6	90,7	645,0
C-3	486,0	105,8	752,6
C-4	277,7	60,5	430,0
D-1	119,0	25,9	184,3
D-2	238,0	51,8	368,6
D-3	277,7	60,5	430,0
D-4	158,7	34,6	245,7

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

3.1.3 Diseño elementos del modelo

○ Vigas de fundación

Según lo establecido en el numeral “2.1.1. Diseño de una viga de fundación”, se procede a encontrar la sección de las vigas de fundación para el área de refuerzo mínima requerida según las ecuaciones (3), (5) y (7). Para lo planteado anteriormente se utiliza un concreto con $f'c=21\text{MPa}$, un valor de A_a para la ciudad de Medellín de 0,15 y un acero con $f_y=420\text{MPa}$.

Se ubican las cargas que transmiten cada una de las columnas de los extremos de los elementos de amarre y se selecciona la mayor de estas; luego se aplica la formula correspondiente para el caso que sea a compresión o tracción y se despeja el área gruesa del elemento para un área de acero mínima (1% del área gruesa).

Tabla 5 Secciones vigas de amarre

# de viga	Pu1 (kN)	Pu2 (kN)	Pmáx (kN)	Ag Compresión (mm ²)	Ag Tracción (mm ²)	Ast (mm ²)
1AB	1356	2712	2712	6889	26904	269
1BC	2712	3164	3164	8037	31388	314
1CD	3164	1808	3164	8037	31388	314
2AB	2712	5424	5424	13777	53809	538
2BC	5424	6328	6328	16073	62777	628
2CD	6328	3616	6328	16073	62777	628
3AB	3164	6328	6328	16073	62777	628
3BC	6328	7383	7383	18752	73239	732
3CD	7383	4219	7383	18752	73239	732
4AB	1808	3616	3616	9185	35872	359
4BC	3616	4219	4219	10716	41851	419
4CD	4219	2411	4219	10716	41851	419
A12	1356	2712	2712	6889	26904	269
A23	2712	3164	3164	8037	31388	314
A34	3164	1808	3164	8037	31388	314
B12	2712	5424	5424	13777	53809	538
B23	5424	6328	6328	16073	62777	628
B34	6328	3616	6328	16073	62777	628
C12	3164	6328	6328	16073	62777	628
C23	6328	7383	7383	18752	73239	732

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

C34	7383	4219	7383	18752	73239	732
D12	1808	3616	3616	9185	35872	359
D23	3616	4219	4219	10716	41851	419
D34	4219	2411	4219	10716	41851	419

Es claro que la sección para el caso de la tracción de las vigas de amarre sea mayor ya que normalmente se desprecia la acción del concreto esta ocasión, por lo cual las dimensiones y refuerzo de la viga deben ser mayores para una misma carga específica. Es así como se selecciona el área gruesa que domina el diseño (73239 mm²) y se procede a encontrar sus dimensiones y acero de refuerzo de la siguiente manera:

$$b = \sqrt{73.239 \text{ mm}^2} = 271 \text{ mm}$$

Por facilidad se toma un valor de 30 cm de base y altura para la sección de la viga de amarre. Luego se procede a encontrar el área de acero necesaria de la siguiente manera:

$$A_{st} = 0,01 * A_g = 0,01 * (300 \text{ mm})^2 = 900 \text{ mm}^2$$

Para está área de acero se procede a transformarla en valores de barras corrugadas comerciales, para lo cual se seleccionan 4 varillas de 3/4".

Para la selección de los estribos que permitan un confinamiento en la viga se seleccionan a partir de lo establecido en el capítulo C.15.13.4 de la NSR-10, donde se solicita colocar los estribos en toda su longitud con una separación no mayor a la mitad de la menor dimensión o 300mm. Para el caso actual se propone la utilización de estribos de acero de 420 MPa y diámetro de 1/2"; para una separación de 150 mm.

Es importante destacar que el presente diseño se tiene en cuenta para una viga de amarre que no tome momento y se supone de esta manera que la fundación se diseña para las solicitaciones de momento biaxial de la estructura.

En la Ilustración 17 se puede observar la representación de la sección transversal de la viga de amarre.

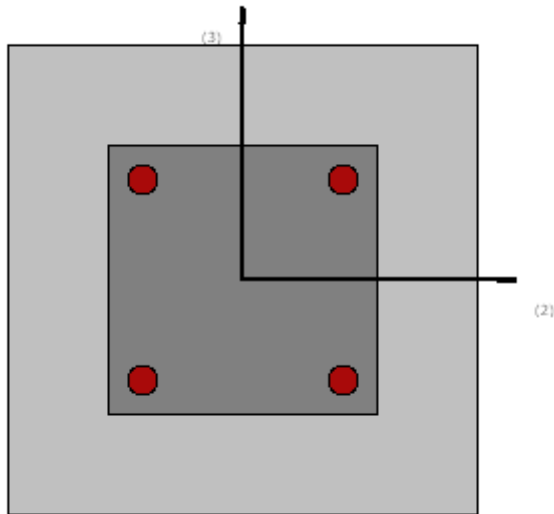


Ilustración 17 Sección transversal viga de amarre (Seismosoft, 2013)

3.2 MODELACIÓN EN SEISMOSTRUCT

En la etapa de modelación del nivel de fundación en el software SeismoStruct se incluye la información necesaria de la estructura, tal y como se describe a continuación:

3.2.1 Materiales

Se compone de las características específicas de los materiales a utilizar en el modelo, los cuales, para el caso práctico son el concreto y el acero, con las características que se describen en la Tabla 6 y Tabla 7.

Tabla 6 Especificaciones del concreto

CONCRETO	
Resistencia a la compresión (f'_c)	21 MPa
Peso específico (γ)	24 kN/m ³
Módulo de elasticidad (E)	21,5 MPa

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

Tabla 7 Especificaciones del acero

ACERO	
Límite fluencia (f_y)	420 MPa
Peso específico (γ)	78 kN/m ³
Módulo de elasticidad (E)	200 GPa

3.2.2 Secciones

Se destacan las características principales de las secciones de los elementos a utilizar en el modelo, las cuales se presentan en la Tabla 8.

Tabla 8 Información sección viga de amarre

CONCRETO	
Base	0,30 m
Altura	0,30 m
Material de refuerzo	Acero
Material de la sección	Concreto
# de barras refuerzo longitudinal	4
Diámetro refuerzo longitudinal	3/4"
# Ramas refuerzo transversal	2
Diámetro refuerzo transversal	1/2"
Espaciamiento de estribos	150 mm

3.2.3 Clases de elementos

En esta sección se ingresa el tipo de análisis que se desea realizar sobre cada uno de los elementos, dependiendo de las condiciones que se requiera sobre cada uno. Para el caso de las vigas de fundación se eligió los elementos "Elemento inelástico de pórtico basado en fuerzas". Este tipo de clase realiza un análisis detallado del elemento, partiéndolo en las secciones que se considere necesarias y en el número de fibras requeridas que utiliza el

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

programa de modelación inelástico. Lo anterior permite un análisis detallado a lo largo de la viga y a su vez sobre toda la sección de los elementos, lo cual facilita la recolección de información sobre las deformaciones del concreto en el punto deseado. Para el análisis inicial se seleccionan 5 secciones y 150 fibras, lo cual se debe verificar con un análisis de sensibilidad donde se identifiquen las fibras necesarias para el caso específico.

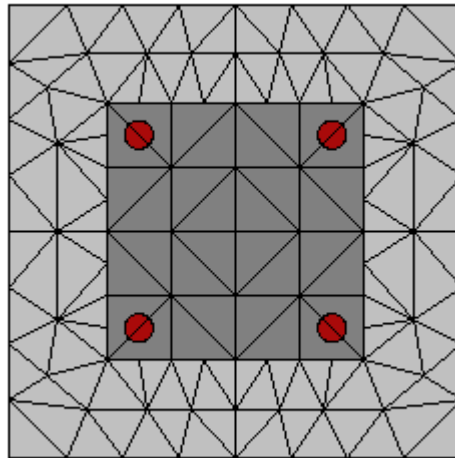


Ilustración 18 Discretización de la sección de viga de amarre

3.2.4 Cargas

Se procede a aplicar las cargas verticales de la estructura sobre cada uno de los nodos correspondientes, con los valores de la Tabla 9.

Tabla 9 Cargas sobre el modelo

Nodo	Carga (Kn)
A-1	1382
A-2	2764
A-3	3225
A-4	1843
B-1	2764
B-2	5529
B-3	6450
B-4	3686
C-1	3225
C-2	6450
C-3	7526

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

C-4	4300
D-1	1843
D-2	3686
D-3	4300
D-4	2457

3.2.5 Modelo 3D

CONVENCIONES

Para los modelos 3D presentados a lo largo del proyecto, se presentan a lo largo del **eje Y**, los ejes A, B, C y D; y a lo largo del **eje X**, se presentan los ejes de la estructura 1, 2, 3 y 4.

En la Ilustración 19 se puede observar el modelo en 3D de las vigas de amarre con las cargas verticales aplicadas.

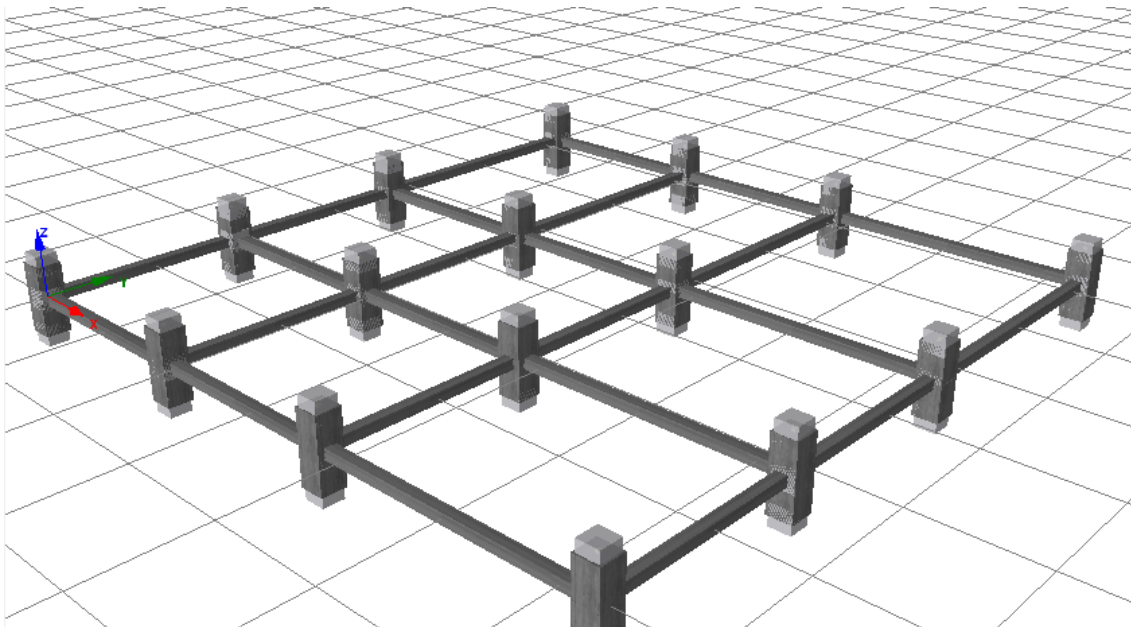


Ilustración 19 Modelo 3D (Seismosoft, 2013)

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

3.3 REFINAMIENTO DEL MODELO

Con el fin de obtener resultados más precisos se procede a realizar un análisis de sensibilidad para encontrar la cantidad óptima de fibras que me permita obtener resultados confiables pero que a su vez no me aumente en gran medida el tiempo de procesamiento de datos. Luego se realiza un modelo en el que se le adiciona el segundo piso a la estructura con el fin de analizar la variación en los momentos generados sobre las vigas de amarre, y así verificar que la conexión entre las vigas y los elementos verticales planteada inicialmente sea correcta.

3.3.1 Análisis de sensibilidad

El análisis de sensibilidad consiste en correr el modelo para un caso específico, donde la variable corresponde al número de fibras en que se divide su sección. Es así como se selecciona un asentamiento de 2 cm en el nodo B2 que corresponde al valor máximo permitido por la NSR-10 para una luz de 6 m y para una estructura de pórticos.

Para el caso presentado se varían las fibras de los elementos desde 100 hasta 400 y observar el resultado de la sumatoria de las reacciones globales de la estructura en cada uno de los casos.

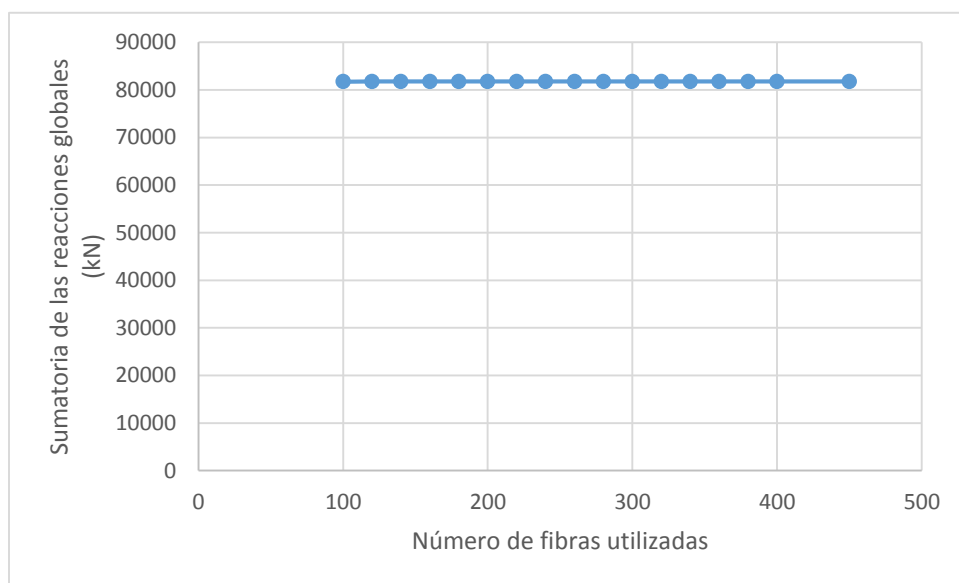


Ilustración 20 Análisis de sensibilidad

En la Ilustración 20 se puede observar una variación mínima en el valor de las reacciones con las diferentes cantidades de fibras, y a su vez el tiempo de análisis del modelo solo varía en 30 segundos de 100 fibras a 400 fibras.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

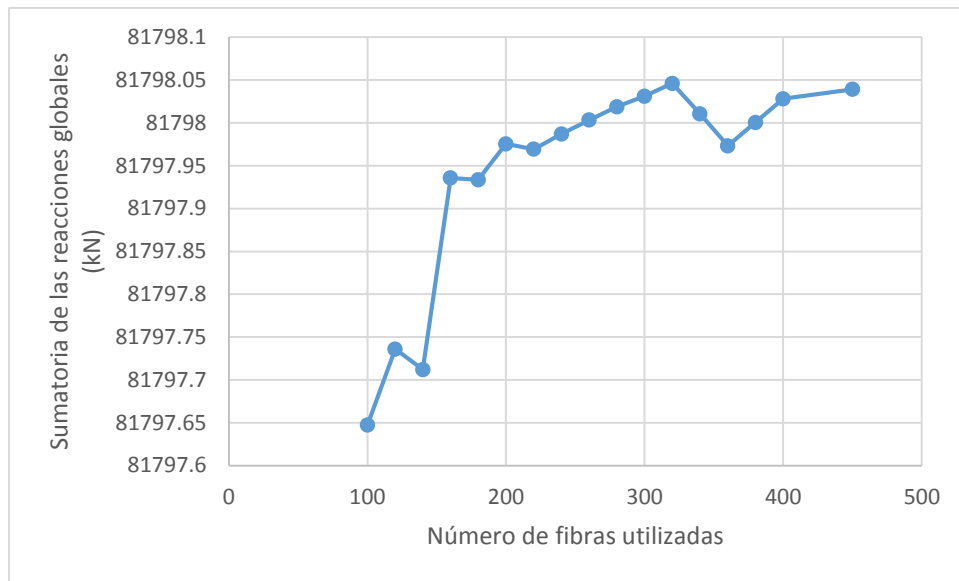


Ilustración 21 Análisis de sensibilidad escalado

A pesar de que la variación en los valores corresponde menos del 1%, se escala el gráfico para observar de mejor manera la variación de los datos, como se puede observar en la Ilustración 21. Es así como se selecciona un valor de 320 fibras, ya que según lo observado anteriormente, es donde se observa que hay un salto en el rango de datos.

3.3.2 Análisis conexiones de elementos

Para este análisis se procede a encontrar el momento generado para el mismo caso presentado en el análisis de sensibilidad del asentamiento de 2 cm en el nodo B2. Esta vez se encuentra el valor de momento generado sobre la viga 2AB. Este procedimiento se repite, pero agregando un piso adicional a la estructura.

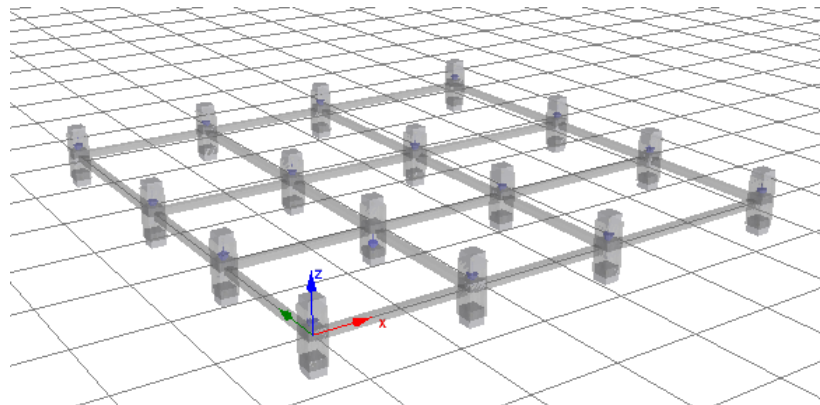


Ilustración 22 Modelo 1 nivel (Seismosoft, 2013)

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

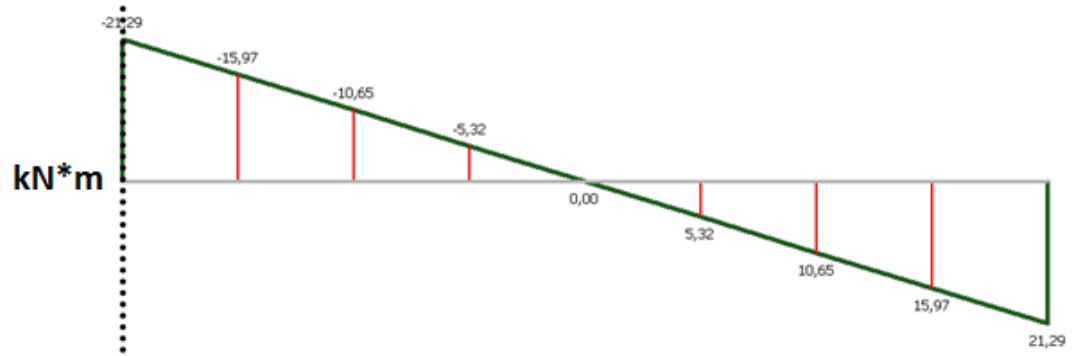


Ilustración 23 Momento viga 2AB - 1 nivel (Seismosoft, 2013)

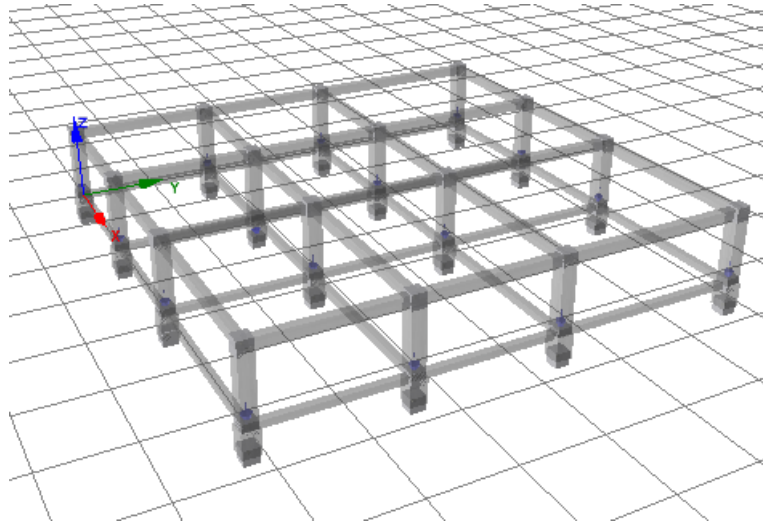


Ilustración 24 Modelo 2 niveles (Seismosoft, 2013)

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

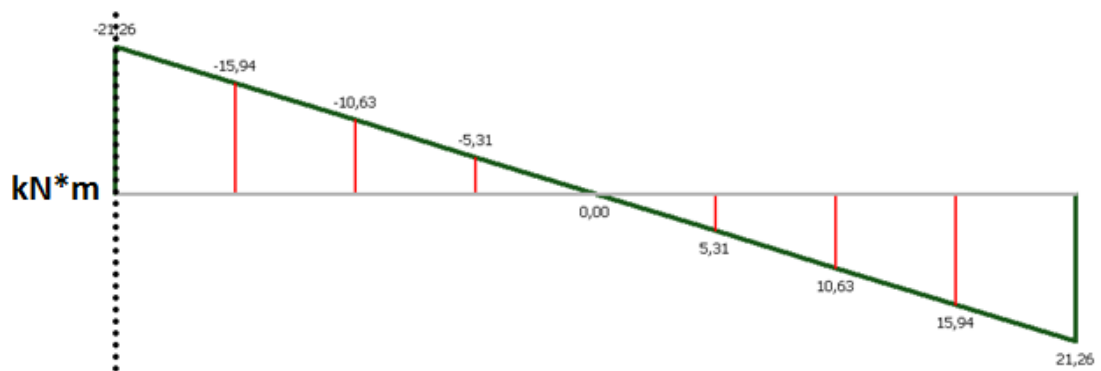


Ilustración 25 Momento viga 2AB - 2 Niveles (Seismosoft, 2013)

Como se puede observar en la Ilustración 25 y en la Ilustración 23, la diferencia en los momentos máximos sobre el extremo de la viga es menor al 1%, por lo cual se aprueba el primer caso planteado de conexión para un nivel.

Luego de esto, con el fin de eliminar la incertidumbre sobre la influencia de la rigidez de los elementos verticales que conectan las vigas de amarre, se plantea un elemento con el doble de sus dimensiones y el doble de área de refuerzo y de nuevo se obtiene la respuesta de momento sobre la viga 2AB como se observa en la Ilustración 26 y la Ilustración 27.

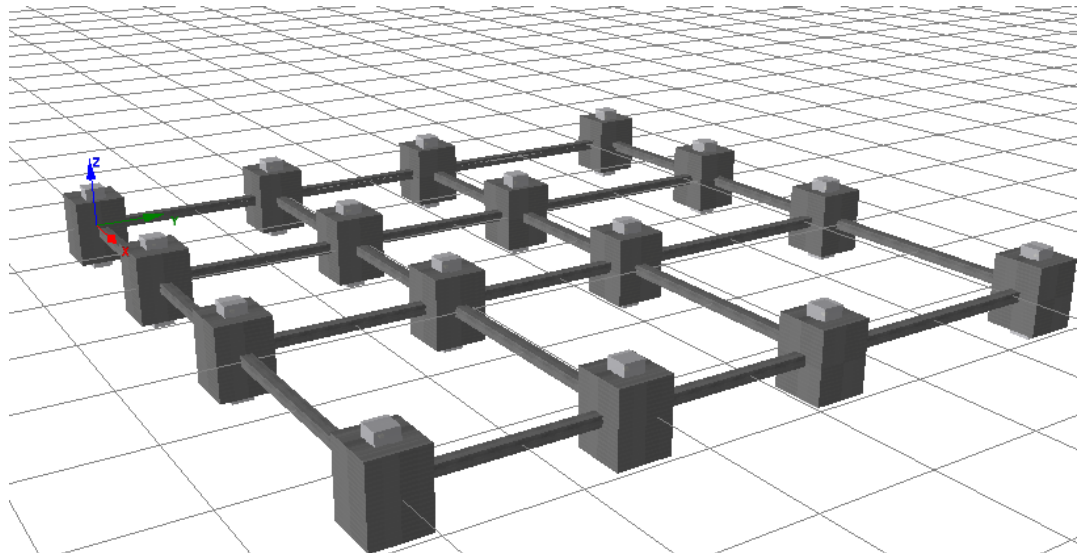


Ilustración 26 Modelo 3D con elementos verticales más rígidos (Seismosoft, 2013)

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

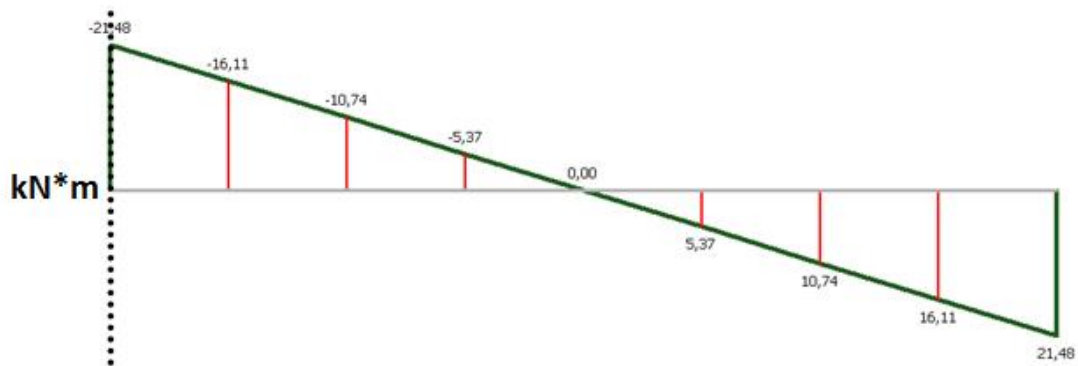


Ilustración 27 Momentos viga 2AB elementos más rígidos

3.4 EJECUCIÓN DEL MODELO

El modelo se ejecuta imponiendo asentamientos individuales sobre cada uno de los nodos, según los valores máximos exigidos por la NSR-10, según la Tabla 10.

Tabla 10 Valores máximos de asentamientos diferenciales según la distancia entre apoyos (NSR-10)

Tipo de construcción	Δ_{max}
(a) Edificaciones con muros y acabados susceptibles de dañarse con asentamientos menores	$\frac{\ell}{1000}$
(b) Edificaciones con muros de carga en concreto o en mampostería	$\frac{\ell}{500}$
(c) Edificaciones con pórticos en concreto, sin acabados susceptibles de dañarse con asentamientos menores	$\frac{\ell}{300}$
(d) Edificaciones en estructura metálica, sin acabados susceptibles de dañarse con asentamientos menores	$\frac{\ell}{160}$

Según las luces presentes en el proyecto de 6 y 8 m, y para una estructura de pórticos de concreto; se seleccionan asentamientos de 2 cm que corresponden a $L/300$. No se seleccionan asentamientos para luces de 8 m ya que en los casos que se asientan nodos, tienen conectado alguna luz de 6 m, por lo que este valor no puede ser mayor a 2 cm.

Con el fin de generar una envolvente en la que se puedan analizar los valores encontrados para las diferentes vigas de amarre en el proyecto, se decide observar el comportamiento

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

de los elementos que se encuentran sobre el eje B y sobre el eje 2, como se muestra en la

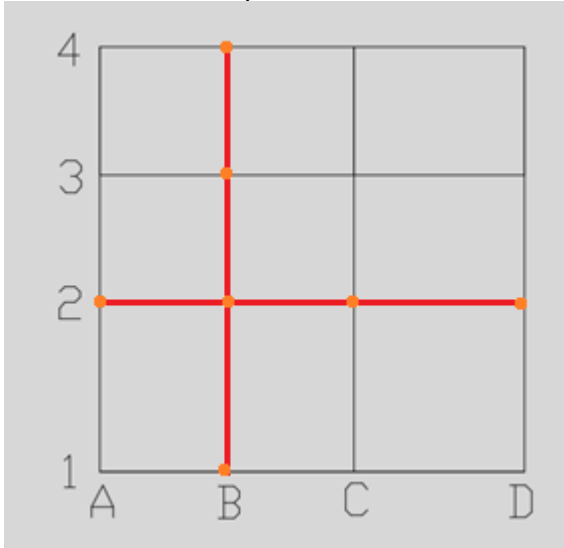


Ilustración 28.

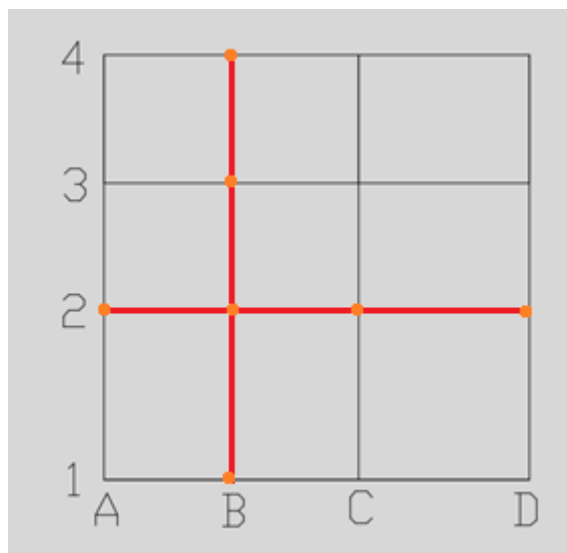


Ilustración 28 Planta edificación

Es así como se generan asentamientos individuales sobre los nodos B1, B2, B3, B4, A2, A3 y A4. Para cada uno de los casos en que se generan asentamientos se analizan las

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

deformaciones unitarias máximas en el concreto a compresión, en el acero a tracción y en el acero a compresión.

Este análisis se realiza en cada una de las 10 secciones de integración en las que se dividen los elementos, las cuales se presenta su ubicación en la Tabla 11 y en la Ilustración 29.

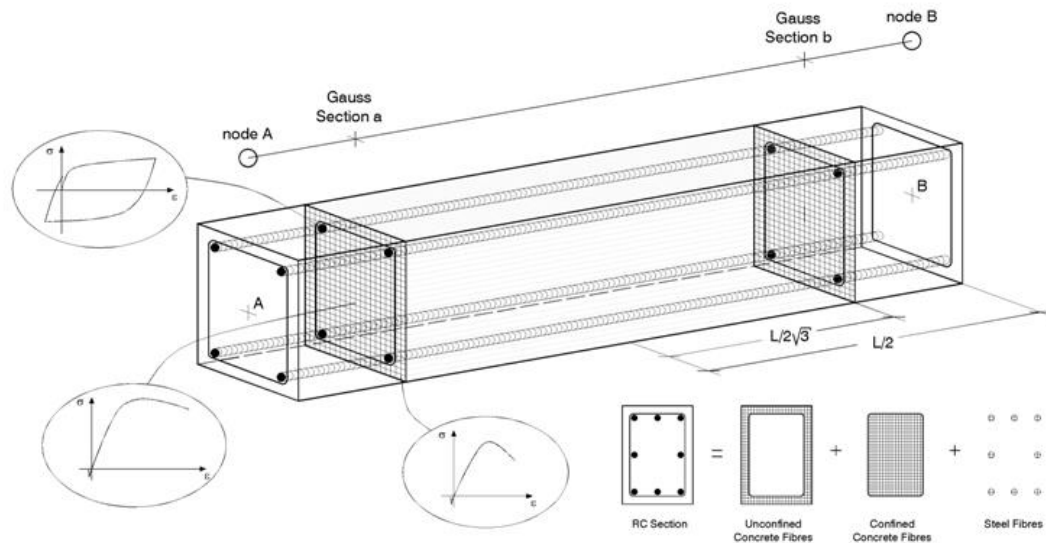


Ilustración 29 Caso con 2 secciones de integración (SeismoStruct, 2014)

Tabla 11 Secciones de integración

SECCIONES DE INTEGRACIÓN										
L (m)	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)	(g)	(h)	(i)	(j)
6	0,35	0,56	1,04	1,73	2,56	3,44	4,27	4,96	5,44	5,65
8	0,35	0,64	1,30	2,26	3,40	4,60	5,74	6,70	7,36	7,65

La nomenclatura presentada anteriormente corresponde a las secciones de integración de cada elemento, donde (a) es la primera sección del elemento a la distancia presentada medida desde el eje anterior.

Es así como para cada uno de los asentamientos generados se construye una matriz de 30xN, donde la cantidad de filas corresponde a los 3 tipos de valores de deformaciones unitarias por las 10 secciones de integración; y las columnas a los N elementos donde se pueden evidenciar deformaciones debidas a los asentamientos diferenciales. En la Tabla 12 se puede observar el ejemplo para el asentamiento generado sobre el nodo B2 con un

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

valor de 2 cm. Los valores positivos corresponden a un esfuerzo de tracción y los negativos a uno de compresión.

Tabla 12 Micro-Deformaciones unitarias debidas al asentamiento en B2

			V2AB	V2BC	VB12	VB23
(a)	Acero	ϵ_{\max}	441	432	441	432
		ϵ_{\min}	-31	-31	-31	-31
	Concreto	ϵ_C	-461	-452	-461	-452
(b)	Acero	ϵ_{\max}	367	360	367	360
		ϵ_{\min}	-43	-42	-43	-42
	Concreto	ϵ_C	-416	-407	-416	-407
(c)	Acero	ϵ_{\max}	163	160	163	160
		ϵ_{\min}	-80	-78	-80	-78
	Concreto	ϵ_C	-300	-294	-300	-294
(d)	Acero	ϵ_{\max}	0	0	0	0
		ϵ_{\min}	-83	-82	-83	-82
	Concreto	ϵ_C	-146	-143	-146	-143
(e)	Acero	ϵ_{\max}	0	0	0	0
		ϵ_{\min}	-60	-59	-60	-59
	Concreto	ϵ_C	-82	-81	-82	-81
(f)	Acero	ϵ_{\max}	0	0	0	0
		ϵ_{\min}	-60	-59	-60	-59
	Concreto	ϵ_C	-82	-81	-82	-81
(g)	Acero	ϵ_{\max}	0	0	0	0
		ϵ_{\min}	-83	-82	-83	-82
	Concreto	ϵ_C	-146	-143	-146	-143
(h)	Acero	ϵ_{\max}	163	160	163	160
		ϵ_{\min}	-80	-78	-80	-78
	Concreto	ϵ_C	-300	-294	-300	-294
(i)	Acero	ϵ_{\max}	367	360	367	360
		ϵ_{\min}	-43	-42	-43	-42
	Concreto	ϵ_C	-416	-407	-416	-407
(j)	Acero	ϵ_{\max}	441	432	441	432
		ϵ_{\min}	-31	-31	-31	-31
	Concreto	ϵ_C	-461	-452	-461	-452

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

Luego de analizar los resultados obtenidos en todos los casos, se puede observar que los mayores valores para ser monitoreados son en el acero a tracción y el concreto a compresión. Luego, se decide utilizar únicamente para los análisis posteriores el acero a tracción por las siguientes razones.

- El acero es un material que tienen propiedades mecánicas que facilitan el hecho de que las deformaciones unitarias se comporten de una manera más uniforme que en el concreto.
- Las propiedades del concreto tienen una alta probabilidad de ser afectadas en obra debido a una dosificación mayor o menor de sus componentes como el agua, cemento, agregados y/o aditivos.
- Se pueden generar fracturas en el concreto que no permitirán recibir datos confiables de deformaciones unitarias por medio de sensores instalados.
- El proyecto de grado “Esquema para la implementación de medición de deformaciones en edificaciones de hormigón” de Andrea Correa, plantea que es más factible realizar mediciones de deformaciones en acero que en concreto.

Luego de tener los análisis de deformaciones para cada una de las vigas, que se derivan de los asentamientos diferenciales en cada uno de los nodos analizados; se procede a realizar combinaciones aleatorias de asentamientos en varios nodos y analizar el comportamiento. Las combinaciones analizadas son las siguientes:

- Nodos B2 y B3 con un asentamiento de 2 cm.
- Nodos B4 y D2 con un asentamiento de 2 cm.
- Nodos A2, C2, B1 y B3 con un asentamiento de 2 cm.

4. DISCUSIÓN DE RESULTADOS

Luego de analizar en el capítulo anterior las deformaciones debidas a asentamientos individuales en cada nodo, se analizaron las combinaciones de asentamientos y se obtuvieron los resultados que se presentan a continuación en la Tabla 13, Tabla 14 y la Tabla 15. Los valores presentados son micro-deformaciones unitarias que se generan en cada una de las vigas analizadas, siendo los resultados positivos las que se ubican en la sección superior de la viga y los negativos en la inferior.

Tabla 13 Micro-deformaciones debidas a los asentamientos sobre los nodos B4 - D2

	V4AB	V4BC	V2CD	VB34	VD12	VD23
(a)	443	-441	355	355	443	-441
(b)	369	-360	277	277	369	-360
(c)	164	-163	12	12	164	-163
(d)	0	0	0	0	0	0
(e)	0	0	0	0	0	0
(f)	0	0	0	0	0	0
(g)	0	0	0	0	0	0
(h)	-164	163	-12	-12	-164	163
(i)	-369	360	-277	-277	-369	360
(j)	-443	441	-355	-355	-443	441

Tabla 14 Micro-deformaciones debidas a los asentamientos sobre los nodos B2 - B3

	V2AB	V2BC	V3AB	V3BC	VB12	VB23	VB34
(a)	441	-432	440	-429	441	0	-359
(b)	367	-360	366	-357	367	0	-283
(c)	163	-160	162	-158	163	0	12
(d)	0	0	0	0	0	0	0
(e)	0	0	0	0	0	0	0
(f)	0	0	0	0	0	0	0
(g)	0	0	0	0	0	0	0
(h)	-163	160	-162	158	-163	0	-12
(i)	-367	360	-366	357	-367	0	283
(j)	-441	432	-440	429	-441	0	359

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

Tabla 15 Micro-deformaciones debidas a los asentamientos sobre los nodos A2 - C2 - B1 - B4

	V1AB	V1BC	V2AB	V2BC	V2CD	V3AB	V3BC	VA12	VA23	VB12	VB23	VB34	VC12	VC23
(a)	446	-440	-437	437	-359	440	-429	446	-440	-437	437	-359	440	-429
(b)	365	-366	-358	358	-283	366	-357	365	-366	-358	358	-283	366	-357
(c)	166	-162	-162	162	-12	162	-158	166	-162	-162	162	-12	162	-158
(d)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
(e)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
(f)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
(g)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
(h)	-166	162	162	-162	12	-162	158	-166	162	162	-162	12	-162	158
(i)	-365	366	358	-358	283	-366	357	-365	366	358	-358	283	-366	357
(j)	-446	440	437	-437	359	-440	429	-446	440	437	-437	359	-440	429

A partir de los resultados encontrados, se presentan a continuación dos tipos de análisis que permiten desarrollar la relación entre los asentamientos diferenciales y las deformaciones unitarias de las vigas de amarre.

4.1 MAPA DE DEFORMACIONES

Los valores presentados en los siguientes gráficos, pretenden ilustrar el comportamiento de las deformaciones unitarias del acero a tracción a medida que se imponen asentamientos diferenciales en la estructura.

Se presentan los gráficos para las deformaciones generadas con los asentamientos individuales y luego con la combinación para verificar su concordancia. Los ejes verticales corresponden a los ejes de la estructura A, B, C y D, con su respectiva distancia al nodo de origen (A1). Los ejes horizontales representan los ejes de vigas 1, 2, 3 y 4, con su respectiva distancia al origen. Por último, los valores representados por las escalas de colores positivos son las deformaciones identificadas en el acero superior de la viga, mientras que los valores negativos son los identificados en la sección inferior.

COMBINACIÓN 1 (nodos B2 y B3 con un asentamiento de 2 cm)

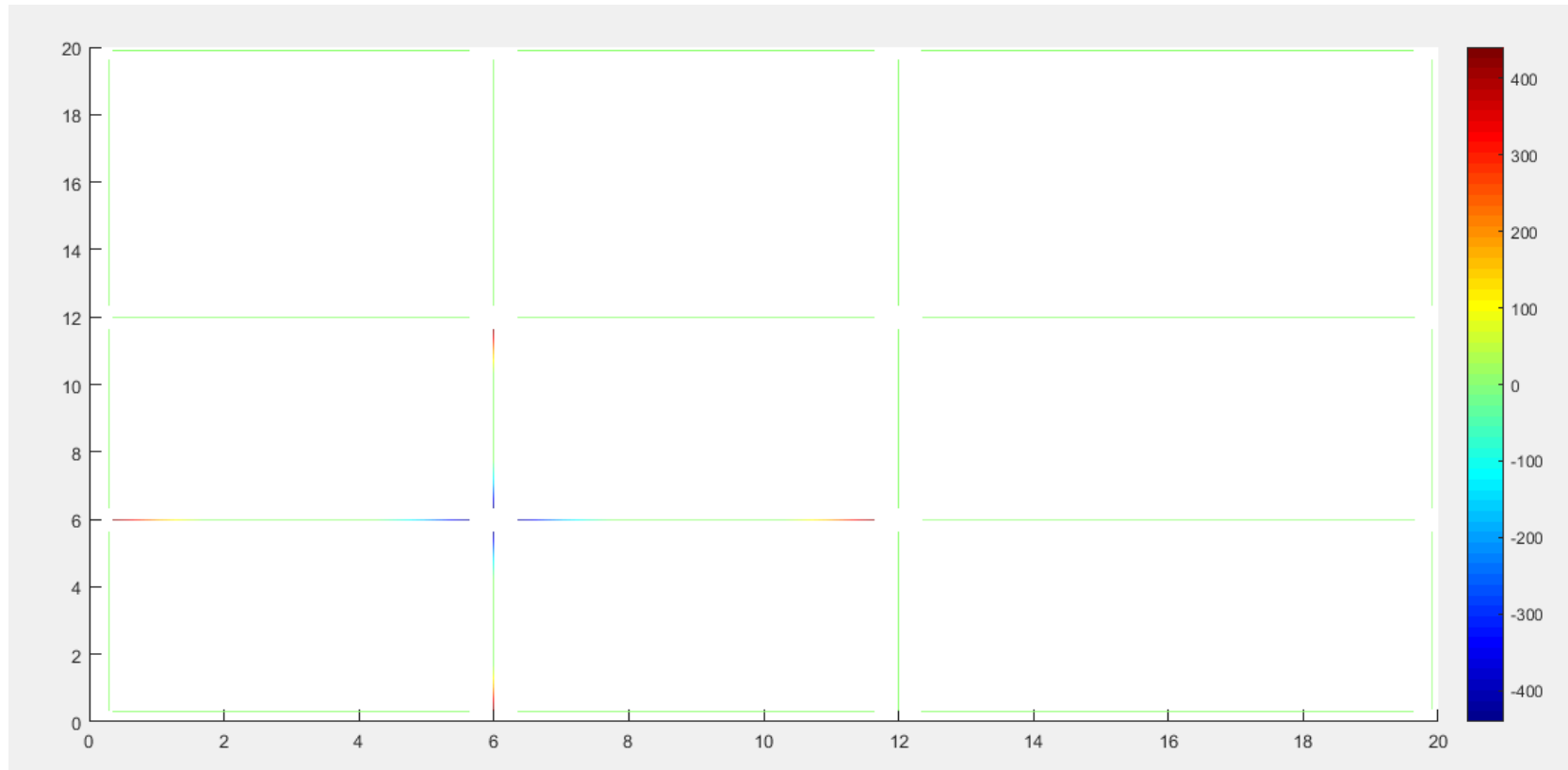


Ilustración 30 Asentamiento B2

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

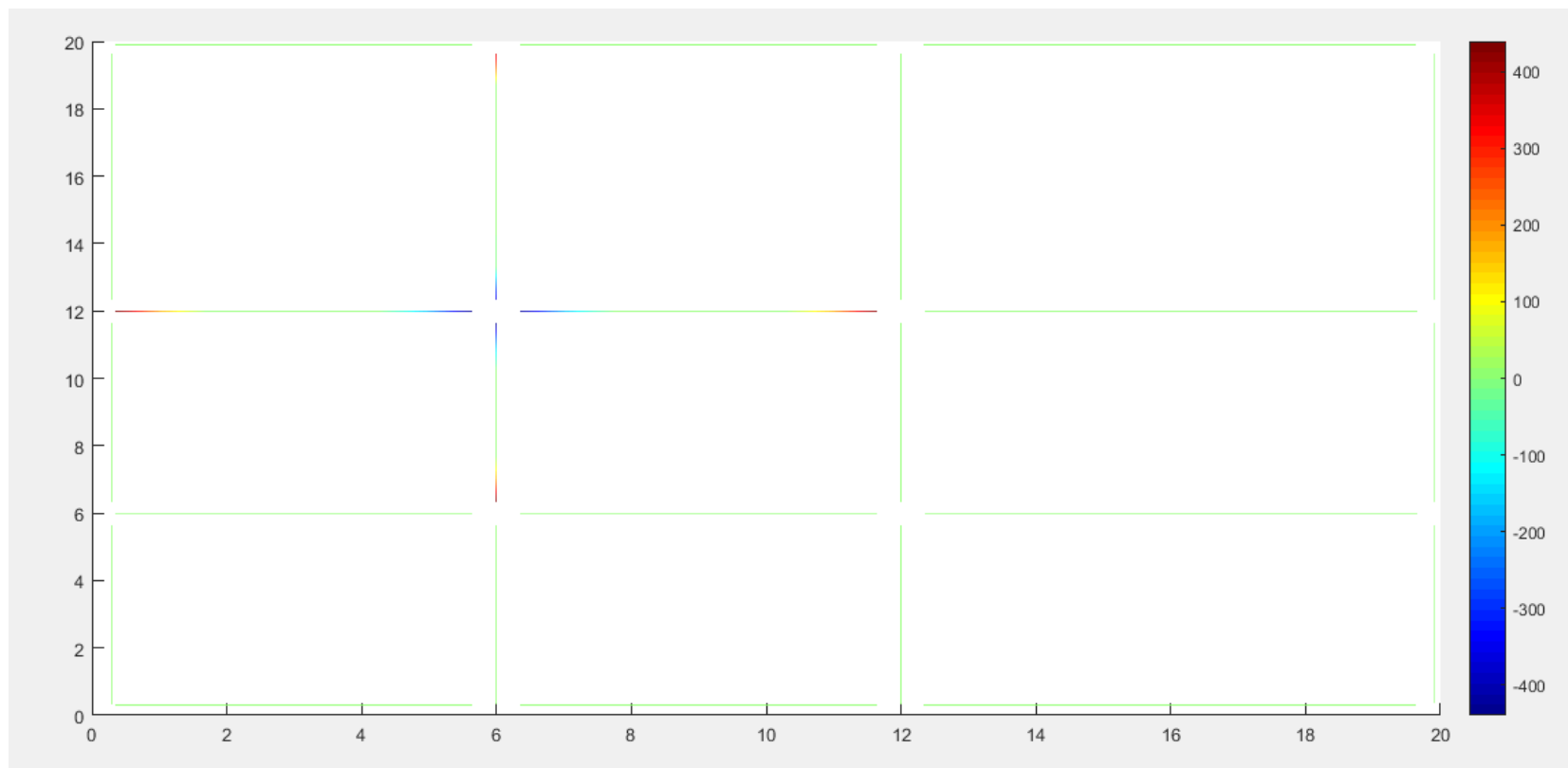


Ilustración 31 Asentamiento B3

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

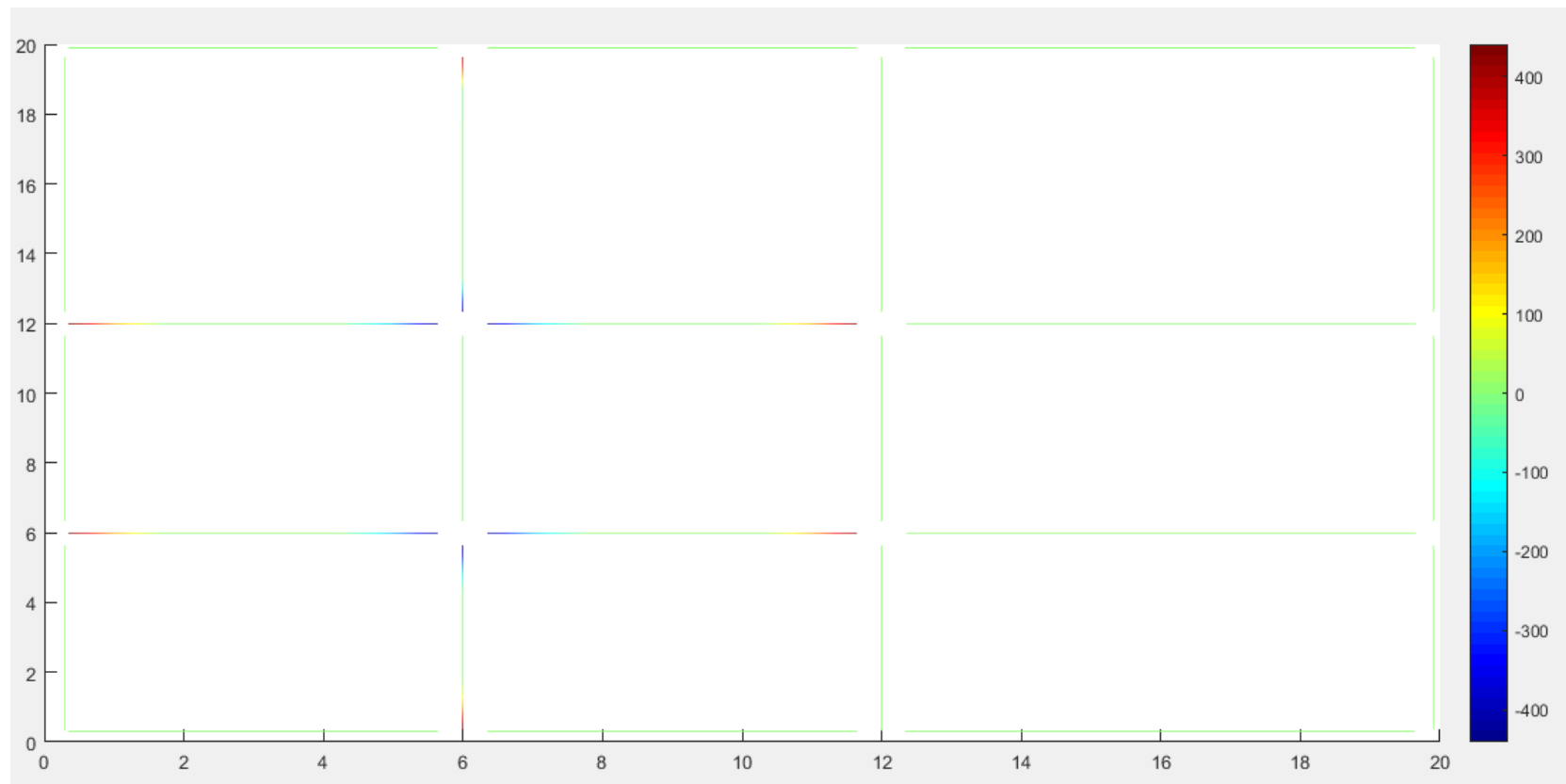


Ilustración 32 Combinación 1 de asentamientos

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

COMBINACIÓN 2 (nodos B4 y D2 con un asentamiento de 2 cm)

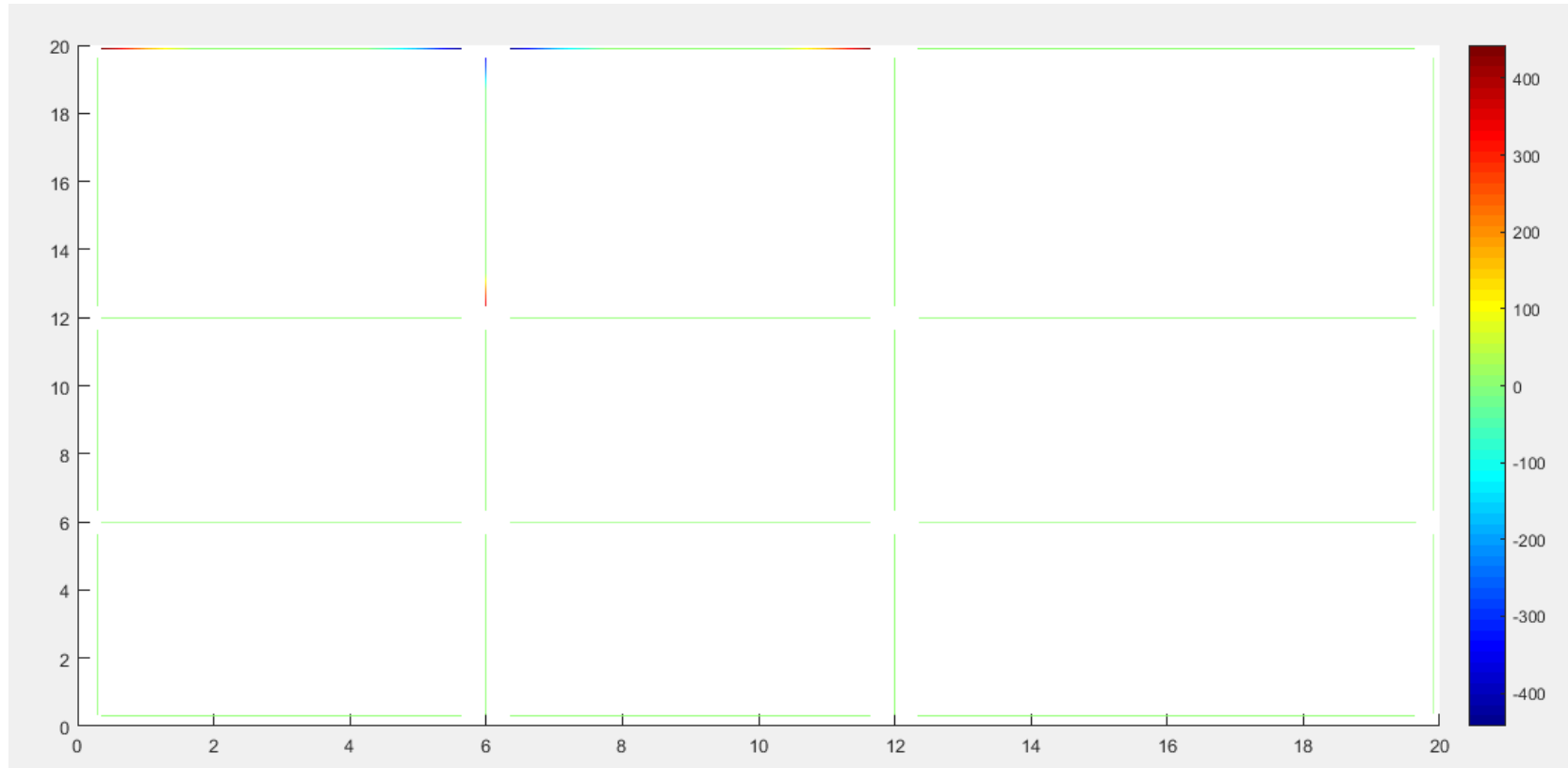


Ilustración 33 Asentamiento B4

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

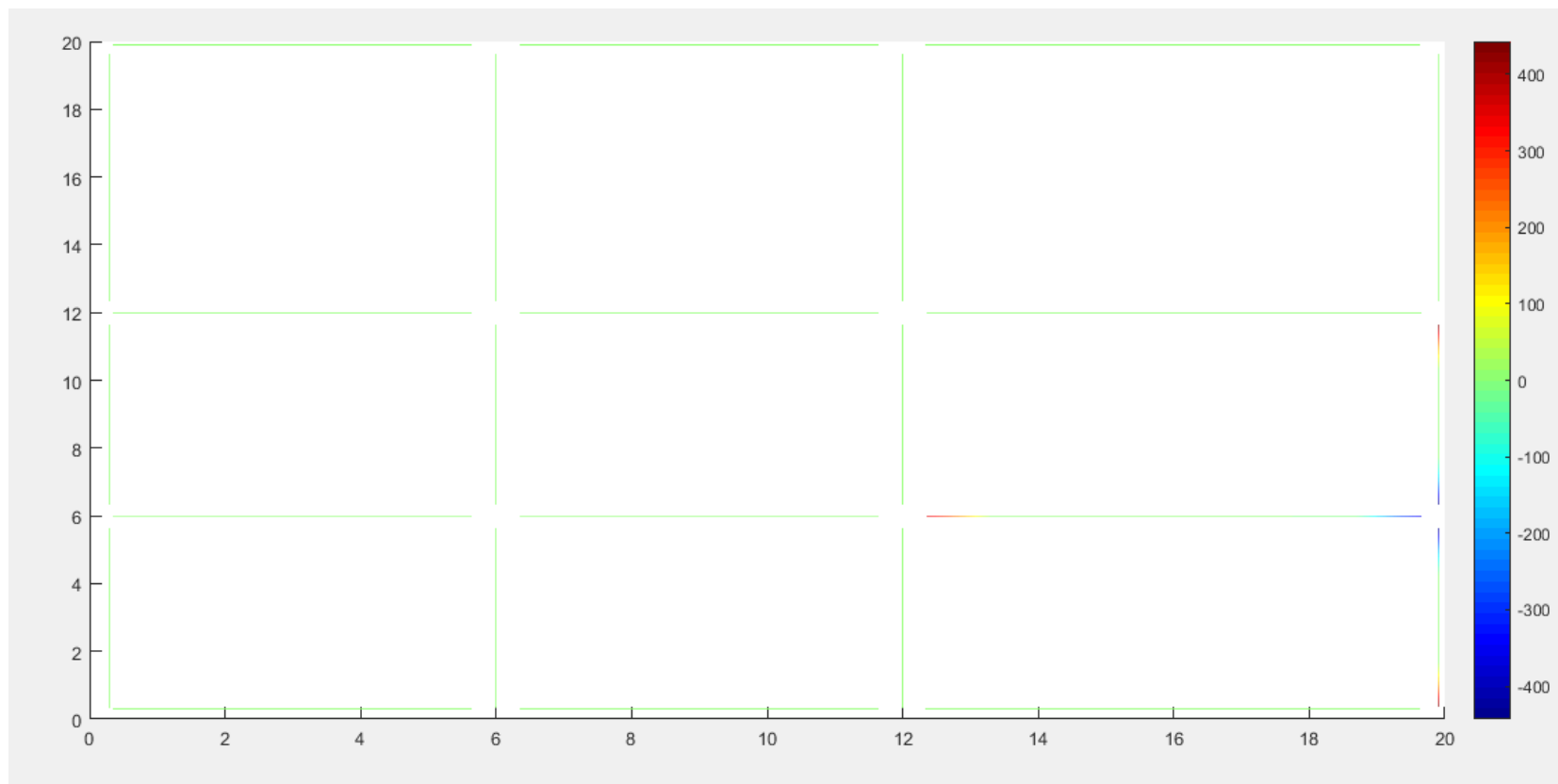


Ilustración 34 Asentamiento D2

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

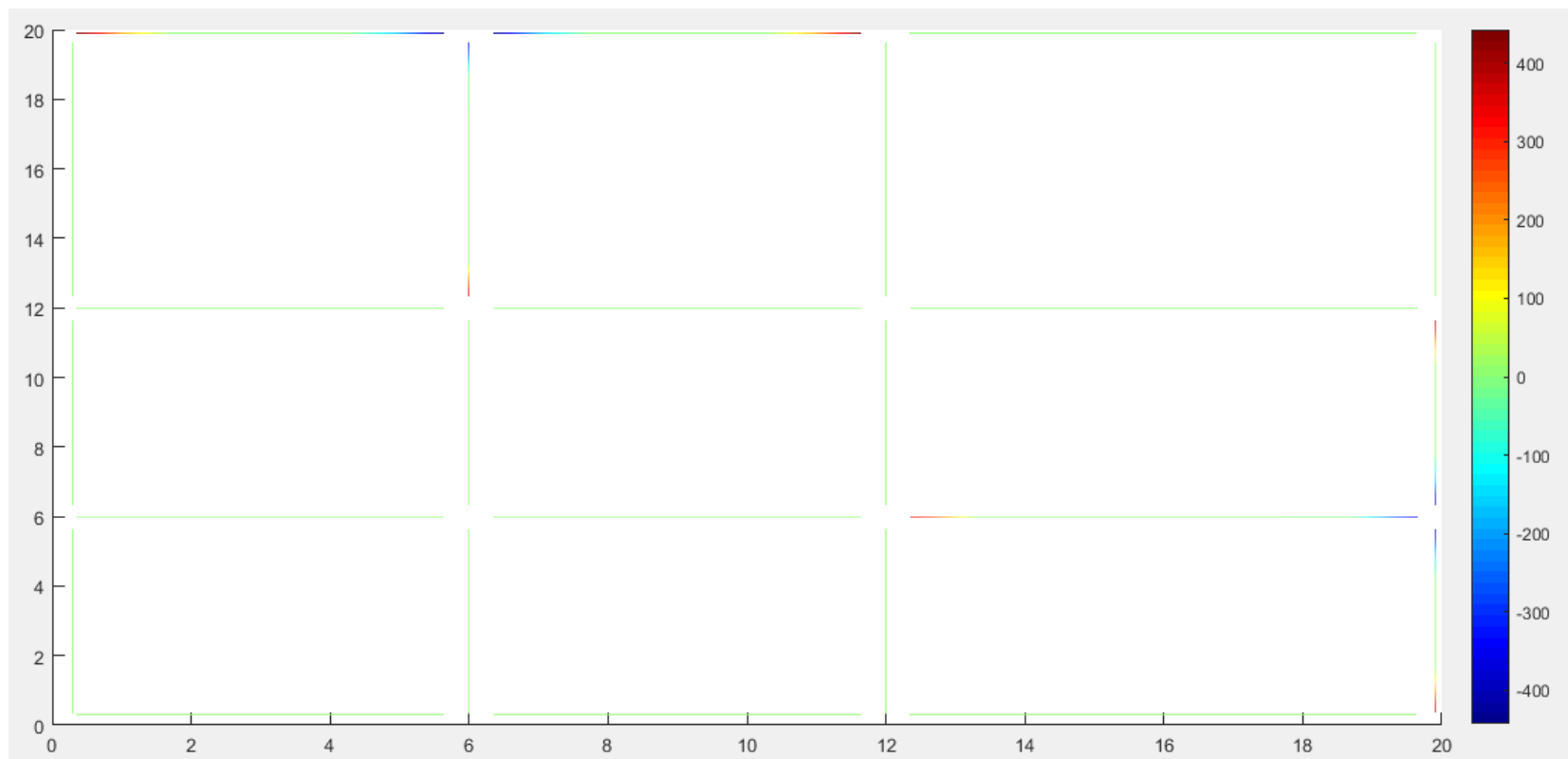


Ilustración 35 Combinación 2 de asentamientos

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

COMBINACIÓN 3 (nodos A2, C2, B1 y B3 con un asentamiento de 2 cm)

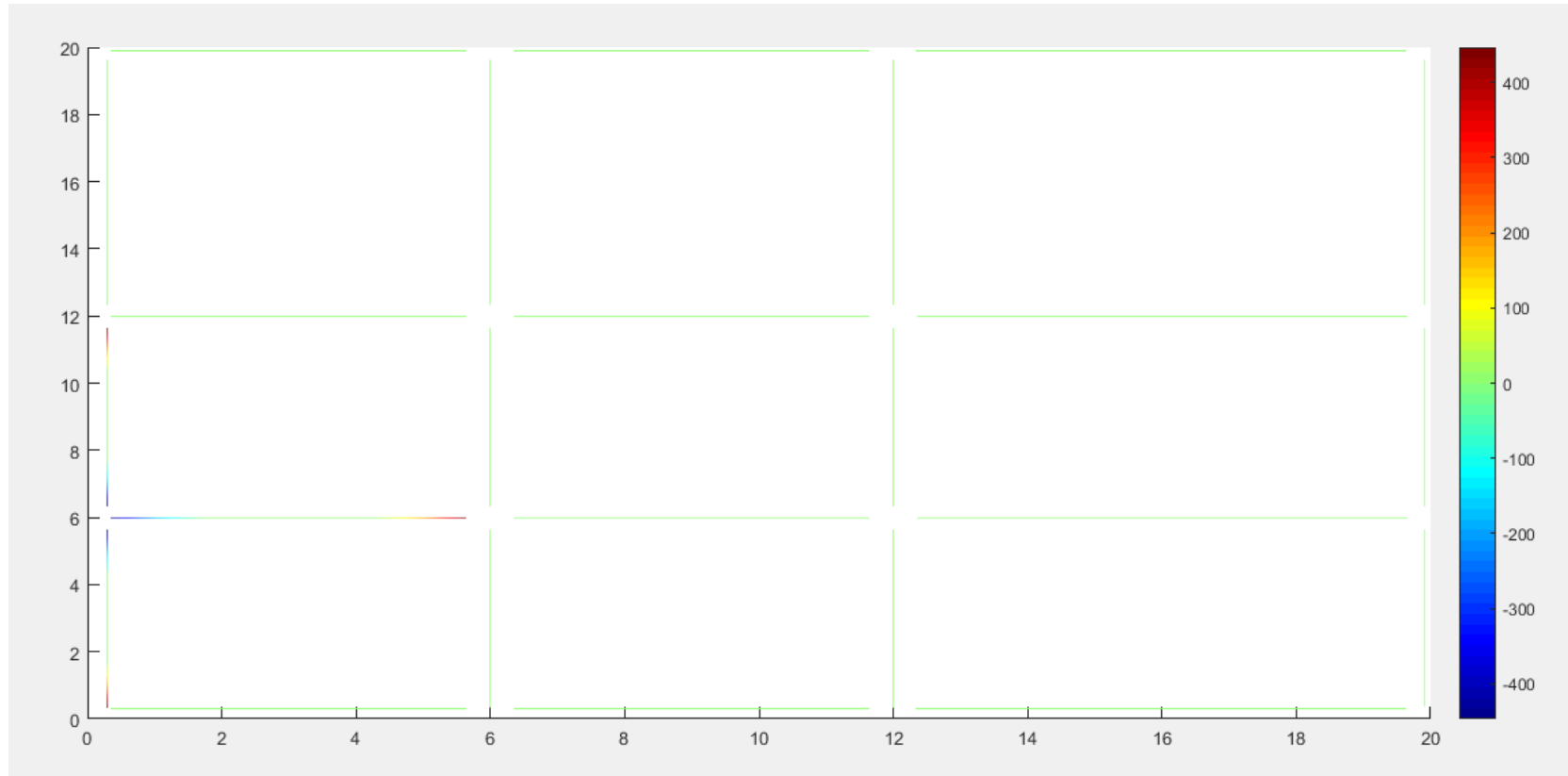


Ilustración 36 Asentamiento A2

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

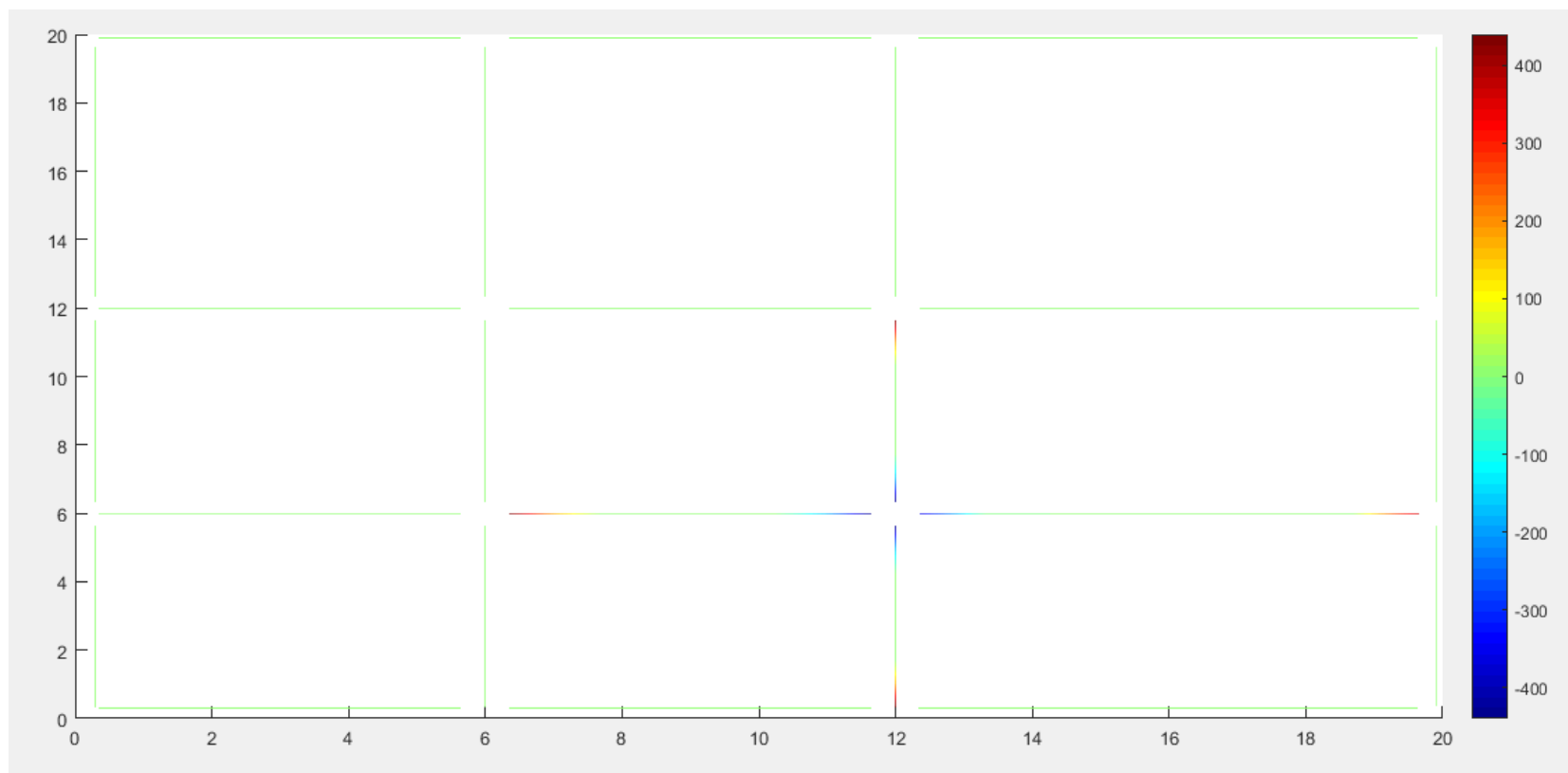


Ilustración 37 Asentamiento C2

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

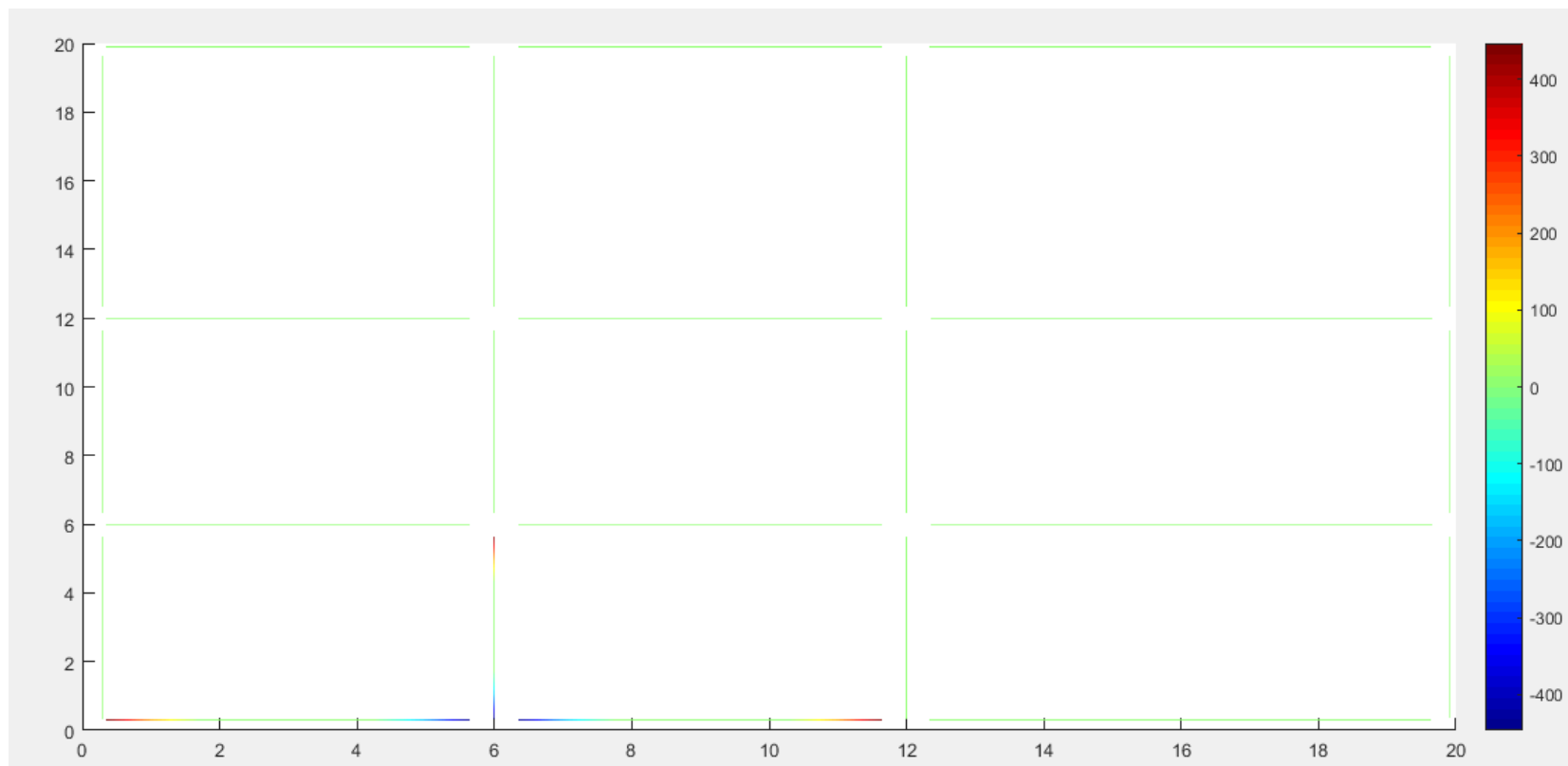


Ilustración 38 Asentamiento B1

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

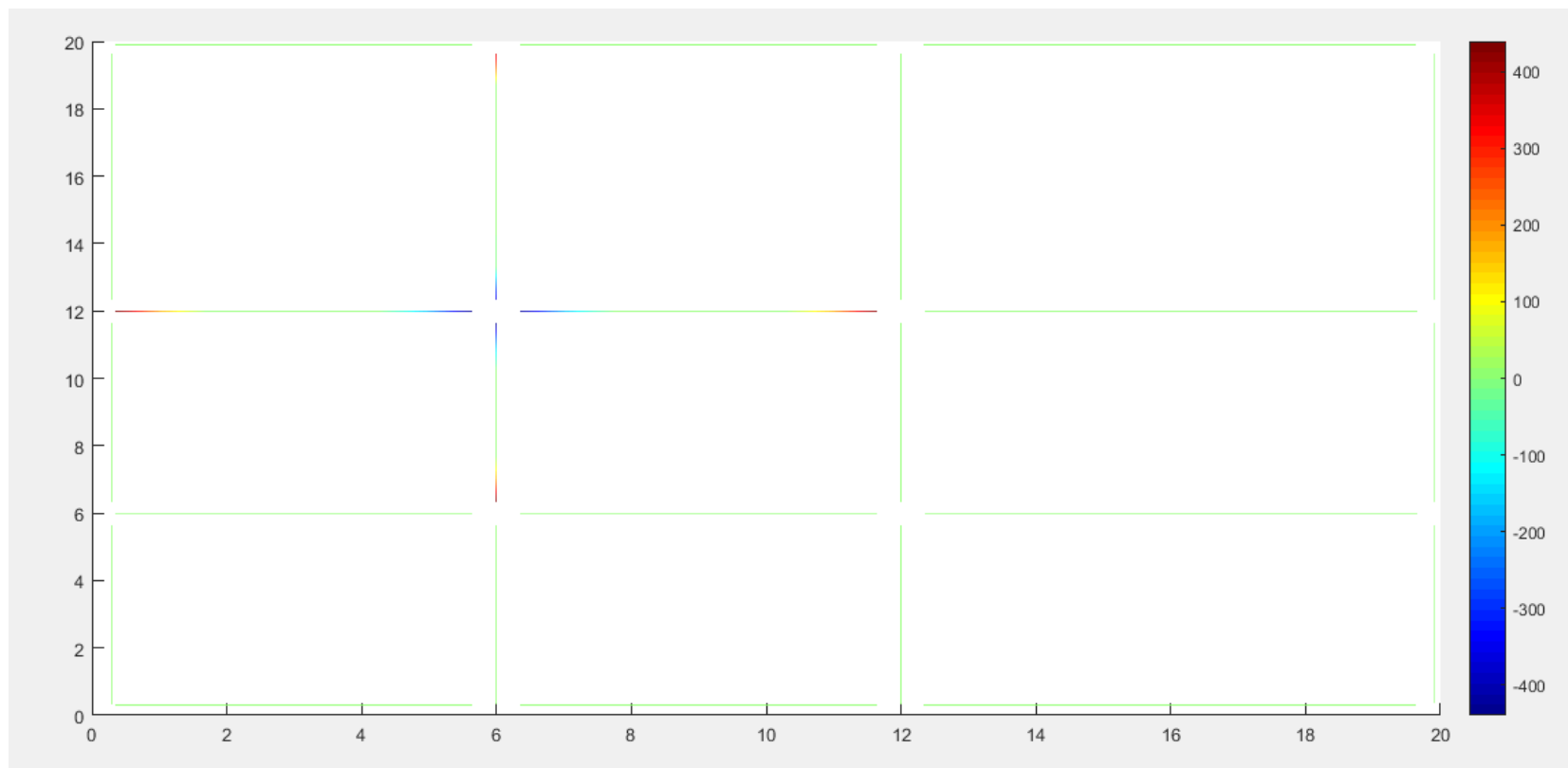


Ilustración 39 Asentamiento B3

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

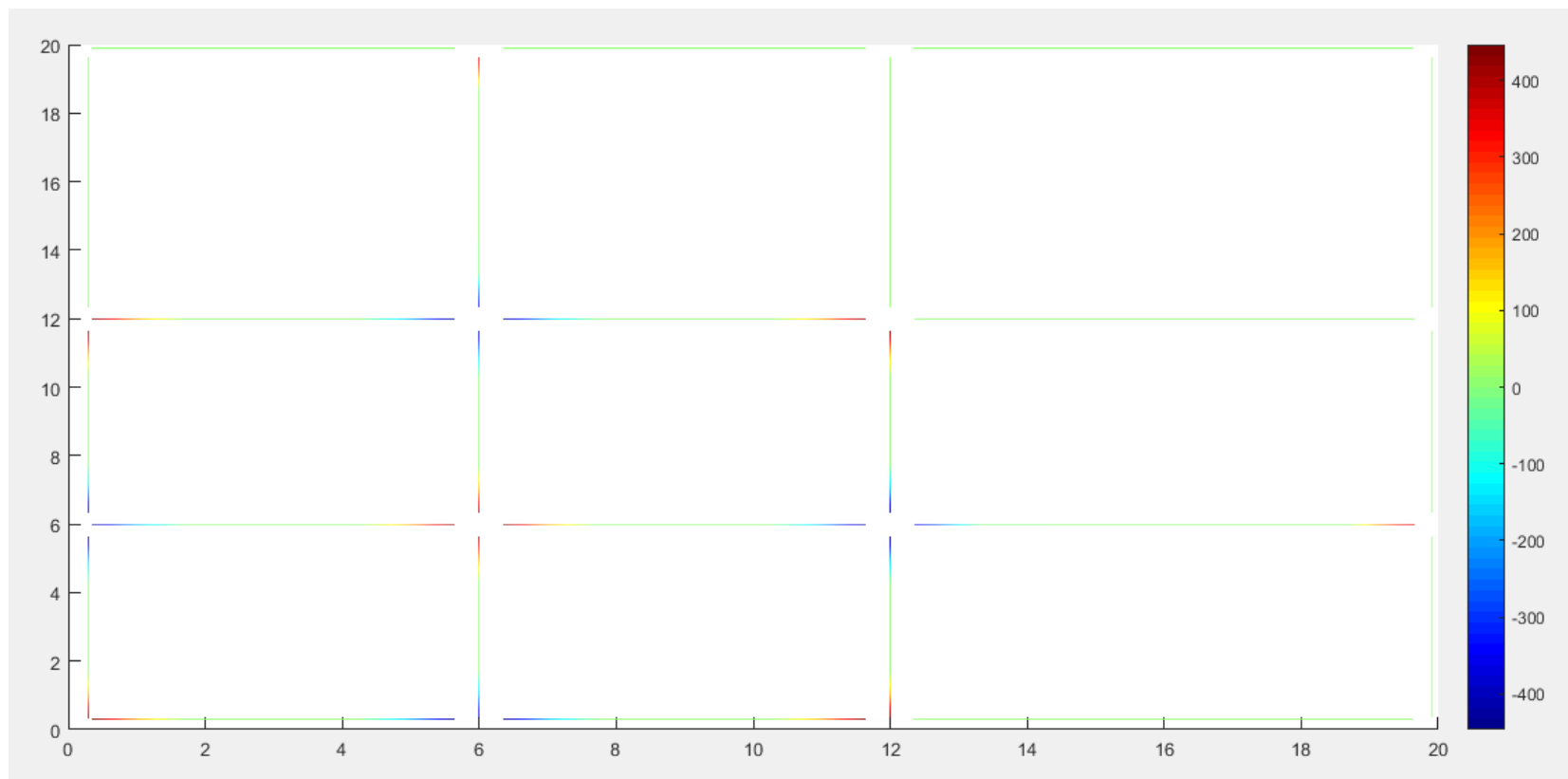


Ilustración 40 Combinación 3 de asentamientos

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

En los casos anteriores se pudo comprobar que al asentar individualmente cualquier combinación de nodos y luego asentarlos en conjunto se generar los mismos resultados de deformaciones unitarias. En la Ilustración 32, se puede evidenciar que la viga B23 no presenta deformaciones unitarias significativas, esto se debe a que los asentamientos en B2 y B3 son iguales y por ende se esperaba obtener este resultado. En los diferentes gráficos se puede evidenciar que los puntos óptimos para ubicar los sensores que miden deformaciones son hasta 1 m – 1.5 m donde los valores se empiezan a aproximar al cero.

Por medio de este mapa se pretende ilustrar de manera clara las deformaciones máximas que se tendrían en los diferentes elementos de una estructura para el caso de asentamientos diferenciales más crítico según la NSR-10.

4.2 RELACIÓN ASENTAMIENTOS - DEFORMACIONES

Por medio de la modelación se propuso identificar en 50 intervalos de asentamientos, desde 0 hasta el valor máximo para el caso del proyecto analizado que es de 2 cm; las deformaciones unitarias generadas por dichos asentamientos. Es así como se presentan las deformaciones en el acero de la primera sección de la viga B23 por un asentamiento en B2 y las mismas deformaciones para la viga B34 por un asentamiento en el nodo B3.

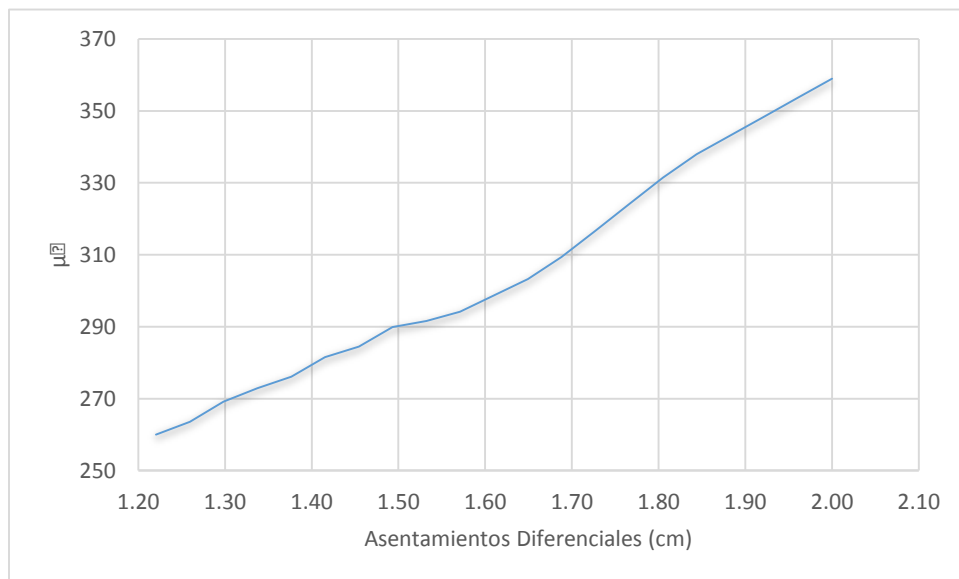


Ilustración 41 Asentamiento vs. Deformación Viga B23 sección (a)

En los resultados analizados se observa cómo en los valores menores a 1 cm de asentamiento se encuentra con algunos picos que no corresponden a un desarrollo normal

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

de la relación entre asentamientos diferenciales, pero donde en un 60% del asentamiento máximo se estabiliza como se puede observar en la Ilustración 41.

A partir de este tipo de análisis se puede obtener un estimativo por medio de las mediciones hechas en obra, de cuanto es el asentamiento diferencial que se puede estar generando en los nodos extremos al elemento.

4.3 PROPUESTA DE INSTRUMENTACIÓN

Luego de analizar los resultados de las micro deformaciones presentes en los elementos, debido a los asentamientos diferenciales, se plantea a continuación una propuesta para aplicar el modelo desarrollado según los datos de una edificación específica y se describen los detalles a tener en cuenta para su implementación en obra:

1. Generar el mapa de la edificación con las deformaciones unitarias que se espera obtener con los máximos asentamientos diferenciales de cada nodo.
2. Identificar los lugares donde el rango de $\mu\epsilon$ puede ser medible por los Strain Gauge u otro sensor a utilizar.
3. Instalar los Strain Gauge u otro sensor que permita detectar $\mu\epsilon$ sobre el acero.
4. Obtener la curva que relaciona los diferentes intervalos de asentamientos hasta el valor máximo, con sus respectivas deformaciones unitarias.
5. Monitorear las deformaciones unitarias de la edificación en la etapa de construcción y operación.
6. Presentar una alerta en caso de que las $\mu\epsilon$ presenten valores cercanos a los encontramos por el asentamiento máximo o alguno de los intervalos deseados menor a este.

En la Ilustración 42 se representa el esquema de instrumentación para una viga de la edificación que se pretende monitorear por medio de sensores. El valor “T” se extrae de los resultados obtenidos del análisis de microdeformaciones en el acero a tracción, donde se analiza en qué punto este valor comienzan a ser cero (esto se puede observar en el mapa de deformaciones presentado anteriormente). A su vez el valor “C” representa en la misma medida, la distancia útil para medir las deformaciones, pero en este caso para el acero a compresión. Conociendo estas distancias, se determina el número de secciones de integración que están incluidas antes de que las deformaciones teóricas sean cero (las secciones se representan por las letras a, b, c, d, e, f, g, h, i y j).

Si definimos a SC como el número de secciones que se pueden monitorear a compresión y ST el número de secciones que se pueden monitorear a tracción; el número de sensores sobre un elemento seleccionado se define de la siguiente manera:

$$n = SC * \#barras(compresión) + ST * \#barras(tracción)$$

En la Ilustración 42 se representan con circunferencias, a los sensores instalados en cada una de las secciones donde según el caso de la viga analizada sean medibles las microdeformaciones. En el esquema se representan en acero superior e inferior de la viga donde se instalarían los sensores seleccionados.

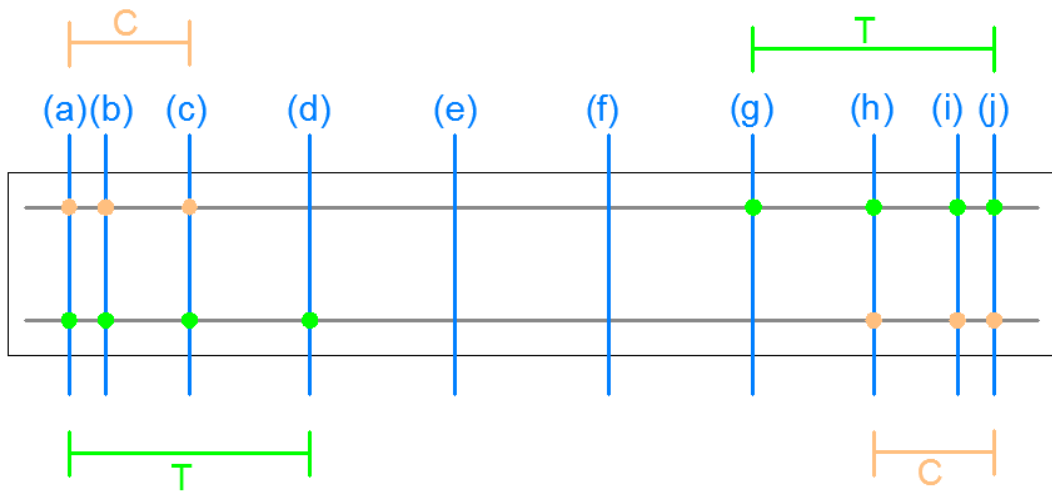


Ilustración 42 Esquema de instrumentación

Con el fin de detallar el proceso de instrumentación en obra de los sensores se presenta a continuación los pasos a seguir en la instalación de Strain Gauge y de Fibra Óptica:

Strain Gauge

- Se deben eliminar las “venas” de las barras de acero. Esto se puede realizar por medio de un disco de pulir y luego se complementa con papel lija #120 hasta que quede completamente lisa.
- Se limpia con alcohol isopropílico para eliminar los posibles residuos en el punto de aplicación del sensor. Repetir el proceso hasta que los paños con los que se limpie la barra queden completamente limpios.
- Se adhieren los hilos conductores con cinta adhesiva sobre la barra de acero y se marca el punto exacto donde se desea colocar la galga.
- Se aplica el adhesivo, asegurando de que la superficie de la galga y el terminal queden cubiertos. Inmediatamente se deben cubrir la parte superior de la galga con papel antiadherente, para así colocarlo en la superficie. Se debe aplicar presión con el dedo pulgar por 1 o 2 minutos y luego retirar el papel al transcurrir 10 minutos,
- Proteger el sensor con parafina.

(Correa, 2015)

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

Fibra Óptica

- Se realiza un canal en el sentido longitudinal de las barras con un disco de sencillo (2 mm de ancho y 1 mm de profundidad).
- Se instala la fibra dentro de la hendidura y se recubre con una resina epóxica.
- Para la instalación de los sensores se realiza un corte transversal en los extremos de la fibra óptica con una cortadora de disco de diamante.
- Los dos extremos de las fibras se deben colocar sobre la empalmadora digital y así unir ambos hilos.
- Para evitar algún daño, se adhiere una línea de fibra óptica de aproximadamente 3 cm de largo en el punto del empalme, aplicando dos o tres gotas de adhesivo.
- Se debe validar la longitud de onda inicial para dejar registrado los valores de las posiciones y características propias de cada uno.

(Correa, 2015)

5. CONCLUSIONES Y CONSIDERACIONES FINALES

- A lo largo del proyecto se evidencia que para los modelos de software es de vital importancia realizar refinamientos en los que se tengan en cuenta los posibles factores externos que tendrían influencia sobre los resultados, para validar así las suposiciones iniciales planteadas.
- El proyecto resulta ser una excelente propuesta para el monitoreo estructural relacionado con los asentamientos diferenciales en fundaciones. Donde los insumos para el procedimiento del modelo no son complejos y pueden ser previstos desde que en la etapa de diseño se cuente con las cargas verticales y diseño de las vigas de amarre.
- Por medio de los valores encontrados se puede evidenciar que, para el modelo, la suma de las de micro-deformaciones generadas por los asentamientos individuales es igual que el asentamiento combinado por los nodos. Esto facilita el análisis de los datos cuando se reciban de los sensores de obra.
- La metodología planteada permite simplificar el modelo completo de una estructura en términos de tiempo e insumos, debido a que esta puede ser representada por un nivel de fundación con las condiciones de carga de la superestructura.
- Debido a que el modelo plantea los resultados para los asentamientos diferenciales máximos exigidos por la norma, las propiedades del suelo que pueden generar un asentamiento no son necesarias tenerlas en cuenta en el mismo; ya que por medio de las deformaciones unitarias es que se va a poder predecir que los valores de asentamientos están próximos a los valores límite.
- Las deformaciones en las diferentes vigas que comparten una misma luz libre son muy similares, esto se debe a que dichas deformaciones del acero no han excedido el punto de fluencia y por ende se trabaja sobre un rango elástico.
- Debido a que se trabaja sobre el rango elástico para los asentamientos máximos exigidos por la NSR-10, las alarmas pueden ser enviadas en momentos donde los elementos no presentan grandes daños, lo cual a su vez facilita tomar medidas preventivas antes de que se sigan generando asentamientos mayores.
- Es importante destacar que la metodología planteada en el presente proyecto de grado debe ser implementada en obra para poder establecer una relación entre los valores encontrados en el modelo y los reales.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

- Si se parte de la premisa de que una viga de amarre no capta momentos transferidos por la línea de columnas, esta metodología permite identificar los casos en que se generen deformaciones tales, que se pueda revisar si en verdad debe a un asentamiento diferencial o hay consideraciones del diseño que no se están comportando como en verdad debería hacerlo.
- Debido a que las vigas de amarre están diseñadas para actuar en caso de que se presente un sismo y resistir de manera efectiva dichas fuerzas laterales, es de gran importancia garantizar que ante dicho sismo la viga de amarre no ha sufrido deformaciones tales que disminuyan su capacidad de resistirlo. Es en este punto donde el proyecto juega un papel importante para la integridad de las estructuras.
- Debido a que ya se han realizado experimentos para probar la veracidad de los datos entregados por sensores de medición de deformaciones como las galgas extensiométricas y la fibra óptica se plantea la posibilidad de implementar esta metodología en una estructura real para monitorear los asentamientos de la misma.
- En los distintos asentamientos generados, se pudo identificar que las deformaciones unitarias son perceptibles hasta una distancia de 1 m a 1.3m, según las luces de las vigas. Adicionalmente estas pueden ser identificadas por medio de sensores tanto en el concreto a compresión como en el acero a tracción y compresión.
- Es importante realizar un correcto seguimiento del manejo de los sensores en el proceso de obra, ya que debido a la fragilidad de los sensores y el cuidado que se debe tener con los mismos, implica en gran medida la alteración de los datos.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

6. BIBLIOGRAFÍA

- Carvalho, G., Bento, R., & Bhatt, C. (2013). Nonlinear static and dynamic analyses of reinforced concrete buildings - comparison of different modelling approaches. *Earthquakes and Structures* Vol. 4, 451-470.
- Carnicero López, A. (2013). Universidad Pontificia Comillas. Obtenido de INTRODUCCIÓN AL MÉTODO DE LOS ELEMENTOS FINITOS: http://www.iit.upcomillas.es/~carnicero/Resistencia/Introduccion_al_MEF.pdf
- Cheng, Z. (2011). Prediction and Measurement of Settlement of a Piled Raft Foundation over Thick Soft Ground. *EJGE*, 12.
- Garza Vasquez, L. (Junio de 2000). (UNIVERSIDAD NACIONAL DE COLOMBIA, Ed.) Obtenido de DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE CIMENTACIONES: http://www.docentes.unal.edu.co/lgarza/docs/NOTAS_%20DYCC_%20v09-10-06.pdf
- Hernandez, W. (2014). HISTORIA DEL MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS. Ambato, Ecuador.
- Orozco R., L. F. (s.f.). EFECTOS DE LOS ASENTAMIENTOS EN LA ESTRUCTURA. Obtenido de http://tycho.escuelaing.edu.co/contenido/encuentros-suelosyestructuras/documentos/1_encuentro/efectos_asentamientos_estructura.pdf
- Prasad, D. (s.f.). FOUNDATION SETTLEMENT. Obtenido de elearning.
- SISGEO. (s.f.). SISGEO. Obtenido de DMS SETTLEMENT MONITORING SYSTEM: http://www.sisgeozemin.com.tr/docs/ds_dsm_settlement_monitoring_system_EN.pdf
- Sosa, J. (s.f.). UNIVERSIDAD NACIONAL DE LA PLATA. Obtenido de Galgas Extensiométricas: http://www.ing.unlp.edu.ar/electrotecnia/procesos/apuntes/Strain_Gages_1.pdf
- Torres Górriz, B. (2009). ESTUDIO EXPERIMENTAL DE SENSORES TIPO FBG PARA MEDIR DEFORMACIONES Y TEMPERATURAS EN ESTRUCTURAS. UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE VALENCIA, 180.
- Seismosoft[2013]"SeismoStruct)v6.5– A computer program for static and dynamic nonlinear analysis of framed structures", available from <http://www.seismosoft.com>.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.